FSC Fondo per lo Sviluppo e la Coesione

Presidenza del Consiglio dei Ministri
Ministro per gli Affari Europei, il Sud, le Politiche di Coesione e il PNRR

Ministero dell'Ambiente e della Sicurezza Energetica

INVITALIA
L'AGENZIA PER LO SVILUPPO

Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU

MEF Ministero dell'Economia e delle Finanze

MINISTERO DELL'INTERNO

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

MINISTERO DEL TURISMO REPUBBLICA ITALIANA

Agenzia per la Coesione Territoriale

REGIONE CALABRIA

Mims Ministero delle infrastrutture e della mobilità sostenibili

Aggiudicazione servizio di ingegneria a architettura dell'Agenzia nazionale per l'attrazione degli investimenti e lo sviluppo d'impresa S.p.A. "Invitalia" in qualità di CENTRALE DI COMMITTENZA prot. n. 0255738 del 08.09.2023

ENAC
ENTE NAZIONALE PER L'AVIAZIONE CIVILE

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

SACAL Società Aeroportuale Calabrese

REGOLAMENTO (UE) 139/2014 - CERTIFICAZIONE AEROPORTO E REGOLAMENTO (UE) 2015/1998

A.U. - Accountable Manager	**Maintenance Manager**	**CIRCOLARE ENAC APT-16**
Dott. Marco FRANCHINI	Ing. Filippo MALAFARINA	**Post Holder Progettazione**
		Ing. Stefania RAIMONDO

S.A.CAL. S.p.A. Società Aeroportuale Calabrese

PROGETTO ESECUTIVO
(Codice Appalti D. Lgs 36/2023)

Progetto: *"Riqualifica della viabilità e delle aree di sosta"* dell'aeroporto di Lamezia Terme - CIS L03.
-CIG: 9906072D35; CUP: H84G22000040009
Contratto Istituzionale di sviluppo *"CIS Volare"*
Ambito di intervento: Trasporti e mobilità sostenibili - Fondi CIS scheda L03
CONTRATTO SIA SACAL prot. n. n. 007/2024/RCA
PSA (Masterplan 2012-2027) approvazione ENAC nota n.107905 del 24.10.2017
ENAC "Scheda A" - L03 - parcheggi e viabilità

PROGETTISTA DELL'OPERA
Ing. Andrea Benincasa di Caravacio

GEOLOGI
Dott. Geol. Gianluigi Mazzilli - Dott. Geol. Pierluigi Arbore

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. Salvatore Cipolla

BIM MANAGER
Arch. Marcella Blasi

RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
Ing. Matteo Mastroianni

Nemesis Ingegneria Srl
Via P. Toselli 6 - Torino
NEMESIS INGEGNERIA
Ing. Andrea Benincasa di Caravacio
Ing. Cristina Alasia
Geom. Salvatore Cipolla
Ing. Elisa Cappuccio
Geom. Juri Salza

Ingegneri Guadagnuolo & Partners Srl
Via A. Colavita 19 - Lamezia Terme (CZ)
INGEGNERI GUADAGNUOLO & PARTNERS
Ing. Alessandro Guadagnuolo
Ing. Luigi Guadagnuolo

SIGEA SaS
Via Savonarola 9 - Corato (BA)
Dott. Geol. Gianluigi Mazzilli
Dott. Geol. Pierluigi Arbore

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
Dott. Ing. R. ANDREA BENINCASA di CARAVACIO n° 6601 X

OGGETTO ELABORATO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA E COMPATIBILITÀ IDRAULICA TORRENTE CANTAGALLI

Approvazione ENAC

Riferimento Elaborato	Data	Scala	Codice elaborato	Rev.
	DICEMBRE 2025	-	P E T 0 0 I D 0 0 I D R R E 0 1	C

REVISIONI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
D					
C	DICEMBRE 2025	REVISIONE	A. GUADAGNUOLO	A. GUADAGNUOLO	A. BENINCASA
B	LUGLIO 2025	REVISIONE A SEGUITO MODULI ISPETTIVI CONTECO	A. GUADAGNUOLO	A. GUADAGNUOLO	A. BENINCASA
A	GIUGNO 2025	PRIMA EMISSIONE	A. GUADAGNUOLO	A. GUADAGNUOLO	A. BENINCASA

Indice

INDICE **1**

1. PREMESSA **2**

2. ANALISI PLUVIOMETRICA DEI MASSIMI ORARI **4**

3. ANALISI PLUVIOMETRICA DEI MASSIMI SUB-ORARI **9**

4. IDROLOGIA RIO CANTAGALLI **11**

5. IDROLOGIA RIO MANCHETTA **16**

6. IDRAULICA RIO CANTAGALLI **18**

7. IDRAULICA RIO MANCHETTA **24**

8. STUDIO DEI BACINI E COEFFICIENTI DI AFFLUSSO **28**

9. CALCOLO DELLA PORTATA DI MASSIMA PIENA **29**

10. ACQUE DI PRIMA PIOGGIA **31**

11. RETE PER LA RACCOLTA E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE **33**

12. STUDIO IDRAULICO **35**

10.1. PREMESSA 35
10.2. DIMENSIONAMENTO DELLE CANALETTE A SERVIZIO DEI BACINI 35
10.3. CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO DI PIENA 36
10.4. VERIFICA IDRAULICA DELLE CANALETTE NEI BACINI 36
10.5. VERIFICA IDRAULICA DELLE CADITOIE E COEFFICIENTE DI SICUREZZA 38
10.6. CALCOLO DELLA PORTATA DI PRIMA PIOGGIA 39
10.7. IMPIANTI DI TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE IN CONTINUO 40
10.8. VASCHE DI ACCUMULO 42

ALLEGATO: DATI PLUVIOMETRICI MASSIMI ORARI **43**

ALLEGATO: IMPIANTI DI TRATTAMENTO **48**

1. PREMESSA

La progettazione in oggetto riguarda l'intervento di *"Riqualifica della viabilità di accesso e delle aree di sosta"* dell'aeroporto di Lamezia Terme e prevede la rivisitazione completa della viabilità secondo un nuovo *Sistema a Pedaggio* che permetta gestione e distinzione dei flussi di traffico diretti ad aree dei vari servizi che l'area Terminal zona Land-side offre. Il progetto prevede la realizzazione di:

1. Nuove rotatorie finalizzate ad eliminare flussi veicolari tra loro interferenti, nello specifico di una rotatoria centrale di diametro m 50, atta a ridistribuire il traffico veicolare in ingresso tra le future aerostazioni arrivi e partenze;
2. Le relative aree di sosta, che saranno ampliate e riconfigurate,
3. La realizzazione di un'area parcheggio per autobus (inteso come hub) a servizio per il TPL regionale.

Il progetto nello specifico comprende sinteticamente (rimandando alla relazione generale per una più ampia trattazione degli interventi in progetto):

1. La predisposizione degli impianti di controllo per l'ingresso e uscita aeroportuale che definiranno il nuovo "Sistema a pedaggio",
2. Il tombamento parziale del Canale Manchetta, per consentire l'allargamento della carreggiata e la realizzazione di parti delle due nuove rotatorie.
3. La realizzazione della segnaletica orizzontale e verticale, secondo nuova configurazione;

Il progetto mira ad adeguare la capacità aeroportuale dei flussi veicolari in coerenza con lo sviluppo previsto del traffico aereo (nel breve-medio termine) e con il progetto relativo ai distinti Terminal passeggeri "Arrivi" e "Partenze".

Il progetto prevede la possibilità di dirigersi nella futura zona "Arrivi" o nella futura area "Partenze" grazie anche ad una nuova rotatoria in posizione baricentrica rispetto ai due futuri terminal che dividerà i due flussi, e che sarà funzionale anche alla manovra dei bus per l'uscita dai terminal. Ciò, consentirà la deviazione del flusso in maniera ottimale evitando congestioni tra "Arrivi" e "Partenze" e consentendo all'utente di essere incanalato nei relativi spazi di sosta appositamente definiti, o in alternativa dirigersi all'uscita dove sono previsti ulteriori "caselli" di uscita.

L'intervento, inoltre, prevede per le aree a parcheggio del "rental car" la demolizione dell'attuale fabbricato autonoleggi e ampliandoli. Nel progetto della nuova configurazione del "rental car" si prevede la realizzazione delle sole opere civili per la posizione di n.17 Checkin Cabin e la realizzazione di percorsi pedonali protetti che dalla zona uscita dei futuri arrivi (secondo la riconfigurazione dell'aerostazione con altro appalto – L1 - Progetto di Sviluppo aerostazione passeggeri), che convogli l'utenza sia all'area di sosta dei "rent car" che nelle aree del parcheggio P1 e nelle aree dette "soste brevi".

Lo studio idrologico e idraulico incluso nel presente progetto oggetto di verifica ha lo scopo di valutare la compatibilità della realizzazione del nuovo tratto stradale con la presenza del Torrente Cantagalli, attraverso la verifica del fatto che il rilevato stradale di nuova costruzione, che interessa in minima parte la fascia di esondazione fluviale del torrente, non impatti significativamente sui livelli di piena dello stesso. L'area fluviale di interesse è quella immediatamente adiacente al sedime aeroportuale (area accesso e parcheggi). Lo studio presente PE ha valutato positivamente la compatibilità tra il nuovo tratto stradale e il torrente Cantagalli. Dal predetto studio è anche emerso che nel tratto del torrente Cantagalli a monte del sedime aeroportuale, per cause indipendenti dalla realizzazione delle opere in progetto, si verifica l'esondazione del torrente Cantagalli; la presenza di queste aree allagabili non è tuttavia oggetto del progetto e non interessano il sedime aeroportuale. La sua presenza è stata evidenziata come ulteriore elemento cautelativo nei confronti della verifica effettuata.

È rilevante notare, invece, che l'analisi del tratto di monte del torrente Cantagalli è già oggetto del progetto "*Interventi di mitigazione del rischio idrogeologico sul Torrente Cantagalli in agro del Comune di Lamezia Terme CZ" (codice RENDIS: Rendis18IR476/G1; CUP: C84H14000860002)*, attualmente in corso di esecuzione; anche questo studio evidenzia che diverse aree a monte del sedime aeroportuale sono oggetto di potenziale esondazione, talvolta già per portate poco superiori a Tr=50 anni. Si ritiene pertanto che ulteriori elementi quantitativi riguardanti la potenziale esondazione del torrente Cantagalli a monte dell'area oggetto del presente progetto possano essere desunti dal progetto "*Interventi di mitigazione del rischio idrogeologico sul Torrente Cantagalli in agro del Comune di Lamezia Terme CZ*".

2. Analisi pluviometrica dei massimi orari

Ai fini del progetto sono state ricostruire le caratteristiche delle piogge intense nell'area di interesse; cioè è necessario sia per la determinazione degli afflussi sulle superfici dell'area aeroportuale, sia per la valutazione delle portate nei corsi d'acqua che interferiscono con la rete stradale in progetto. A tale fine si è fatto ricorso alle informazioni pluviometriche disponibili nella Banca Dati Meteorologici della Regione Calabria. Nella zona di interesse sono presenti diverse stazioni pluviometriche per le quali sono disponibili i valori massimi annui di precipitazione oraria (per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore); in particolare:

- la stazione di misura Lamezia Sant'Eufemia che è prossima all'area di studio, ma dispone solo di 10 anni di dati.
- due stazioni nei pressi di Lamezia che coprono rispettivamente l'arco temporale 1925-1971 e 1992-2015 (con alcuni anni mancanti); vista la prossimità delle stazioni è possibile considerare l'unione delle serie storiche, ottenendo un totale di 48 anni di osservazione.
- la stazione pluviometrica di Catanzaro che, sebbene sia localizzata a maggiore distanza, offre una serie storica di osservazioni di ben 84 anni per quanto riguarda le durate orarie. Inoltre, sono disponibili anche diverse osservazioni sub-orarie molto utili per lo studio delle precipitazioni di brevissima durata.

La consistenza delle storiche di durata oraria è riportata nei grafici delle figure seguenti.

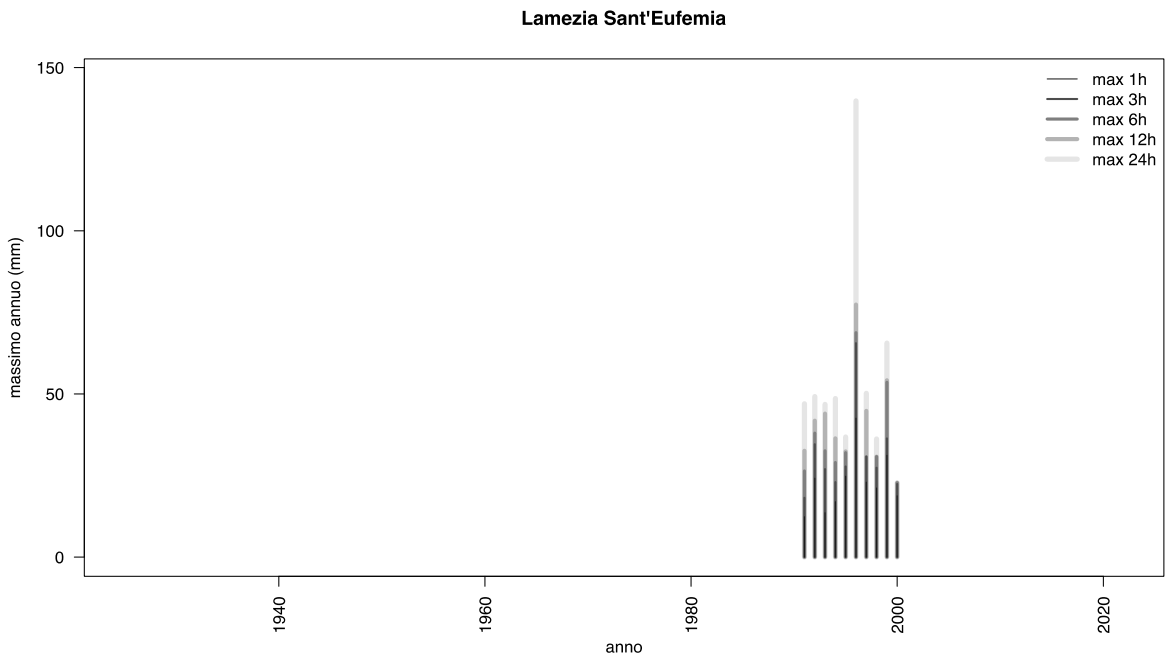


Figura 1 Serie storica delle precipitazioni massime annue orarie per Lamezia Sant'Eufemia

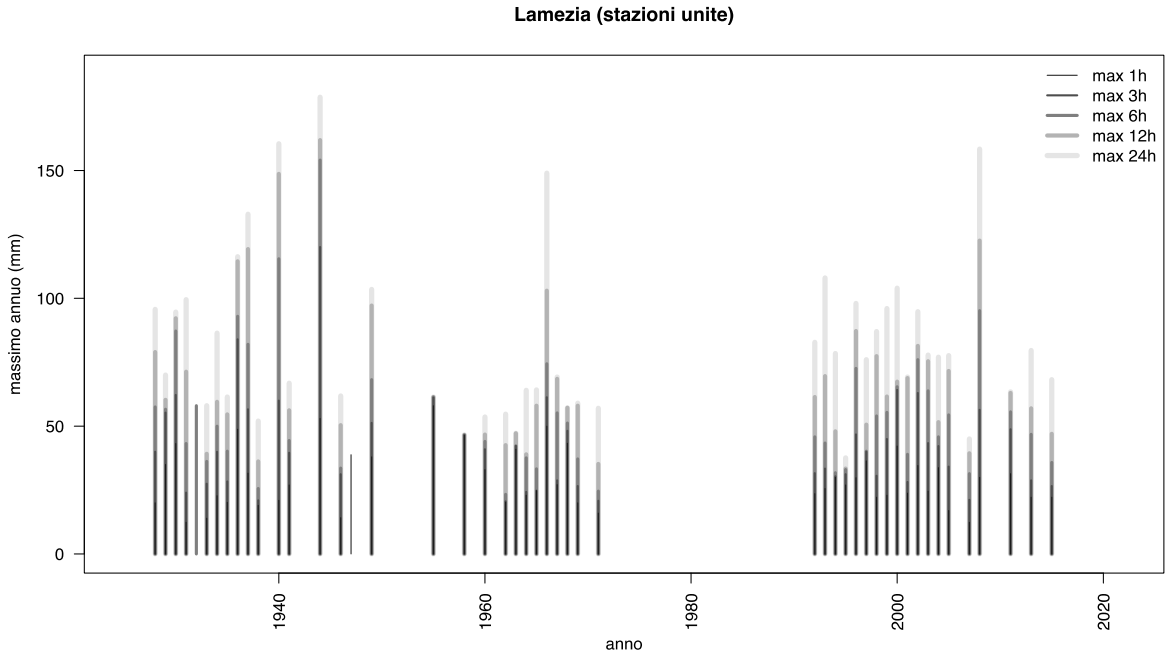


Figura 2 Serie storica delle precipitazioni massime annue orarie per Lamezia (dati di sue stazioni uniti)

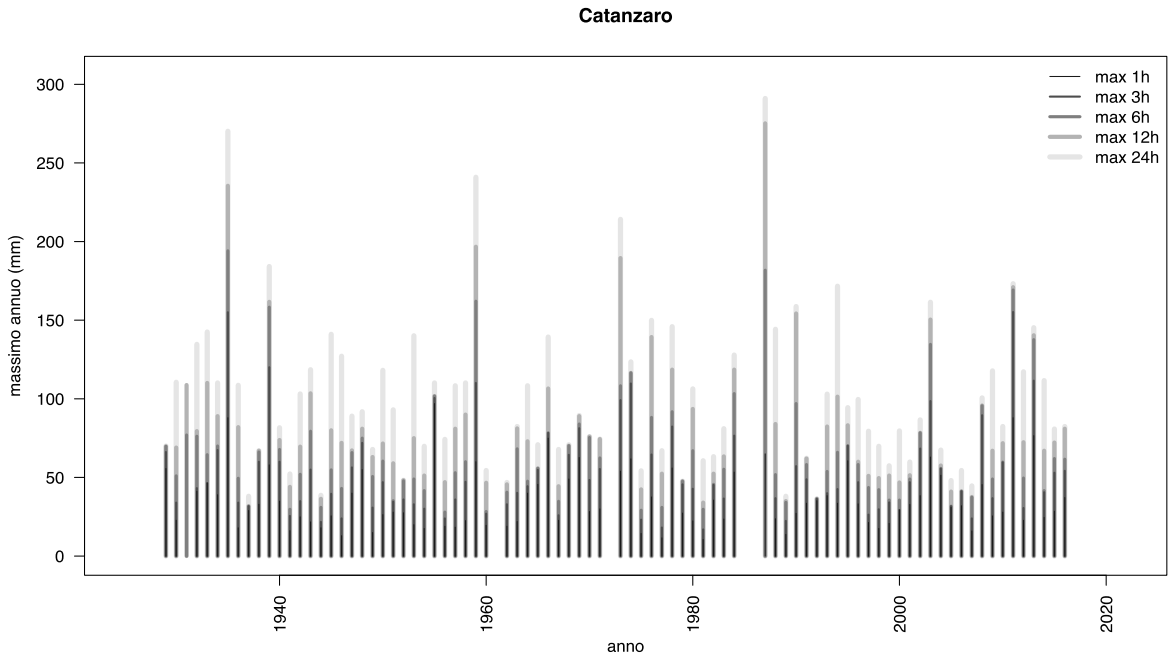


Figura 3 Serie storica delle precipitazioni massime annue orarie per Catanzaro

L'analisi statistica delle precipitazioni massime orarie è stata svolta considerando la curva di possibilità pluviometrica (CPP), o linea segnalatrice di possibilità pluviometrica (LSPP), relazione che lega l'altezza di precipitazione h alla sua durata d per un assegnato tempo di ritorno T. Seguendo l'approccio della "grandezza indice", è possibile descrivere l'altezza di pioggia come prodotto tra il valore medio (che dipende solo dalla durata) e il fattore di crescita (che dipende solo dal tempo di ritorno). In questo caso, adottando la comune forma binomia per la CPP, si ottiene:

$$h(d,T) = a \cdot d^n \cdot K_T$$

in cui il termine $a \cdot d^n$ rappresenta la curva media i cui parametri a e n possono essere stimati direttamente dalla serie storiche, se disponibili, oppure tramite metodologie regionali, e il fattore di crescita K_T che tiene conto della rarità dell'evento. Il fattore di crescita rappresenta il quantile della distribuzione di probabilità normalizzato rispetto alla media.

Nella presente applicazione, i parametri a e n sono stati stimati tramite regressione lineare tra le trasformate logaritmiche delle altezze medie per le diverse durate e le durate stesse. I valori medi campionari per le diverse durate orarie sono riportati nelle figure seguenti con circoletti neri, mentre la curva continua nera rappresenta la funzione $a \cdot d^n$ stimata. I valori numerici dei parametri sono invece riportati nella Tabella 1.

Il fattore di crescita K_T è stato valutato utilizzando la distribuzione di probabilità di Gumbel adattata ai dati campionari disponibili; essa consente la stima dello stesso in funzione del tempo di ritorno T, con la nota formula

$$K_T = 1 - CV\left\{0.45 + \frac{\sqrt{6}}{\pi}\ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right]\right\}$$

dove CV è il coefficiente di variazione (pari al rapporto tra deviazione standard e media) della serie considerata. Tale formulazione deriva dall'applicazione della distribuzione di Gumbel con i parametri stimati con il metodo dei momenti ad una serie di dati adimensionale (cioè normalizzata rispetto la propria media); moltiplicando K_T per il valore medio della distribuzione consente di quantificare il quantile di progetto. Vista la ridotta variabilità del CV tra le diverse durate (nello specifico $CV_{1h} = 0.533, CV_{3h} = 0.549, CV_{6h} = 0.539, CV_{12h} = 0.541, CV_{24h} = 0.493$) si può assumere il valore medio come rappresentativo di tutte le durate.

L'applicazione delle equazioni precedenti consenti quindi a stimare tutti i parametri, riportati nella Tabella 1, per Lamezia (unione delle due stazioni storiche) e Catanzaro, mentre si trascurano i dati di Lamezia Sant'Eufemia vista la ridotta consistenza della serie storica. La

Figura 4 e Figura 5 riportano invece le CPP in forma grafica, dove è possibile osservare, oltre ai dati empirici, la curva media (in nero) e le curve relative ai tempi di ritorno di 10, 20, 50 e 100 anni rispettivamente.

Tabella 1 Parametri delle CPP per le piogge intense orarie

Stazione	Numerosità dati	*a*	*n*	KT 10 anni	KT 20 anni	KT 50 anni	KT 100 anni	KT 200 anni
Lamezia	48	29.4	0.33	1.548	1.784	2.089	2.318	2.318
Catanzaro	84	36.1	0.33	1.695	1.994	2.380	2.670	2.959

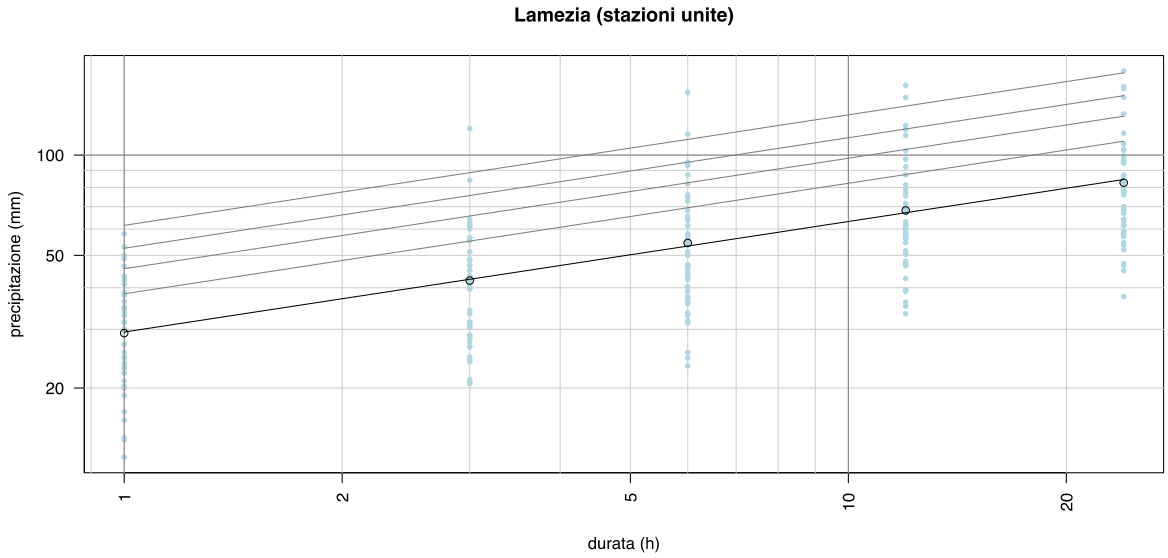


Figura 4 Curve di possibilità pluviometrica per durate orarie ottenuta dall'unione delle osservazioni delle stazioni di Lamezia, rappresentate nello spazio bilogartimico. La linea nera rappresenta la curva media nella forma binomia; le curve grigie rappresentano le curve per tempo di ritorno di 5, 10, 20 e 50 anni rispettivamente.

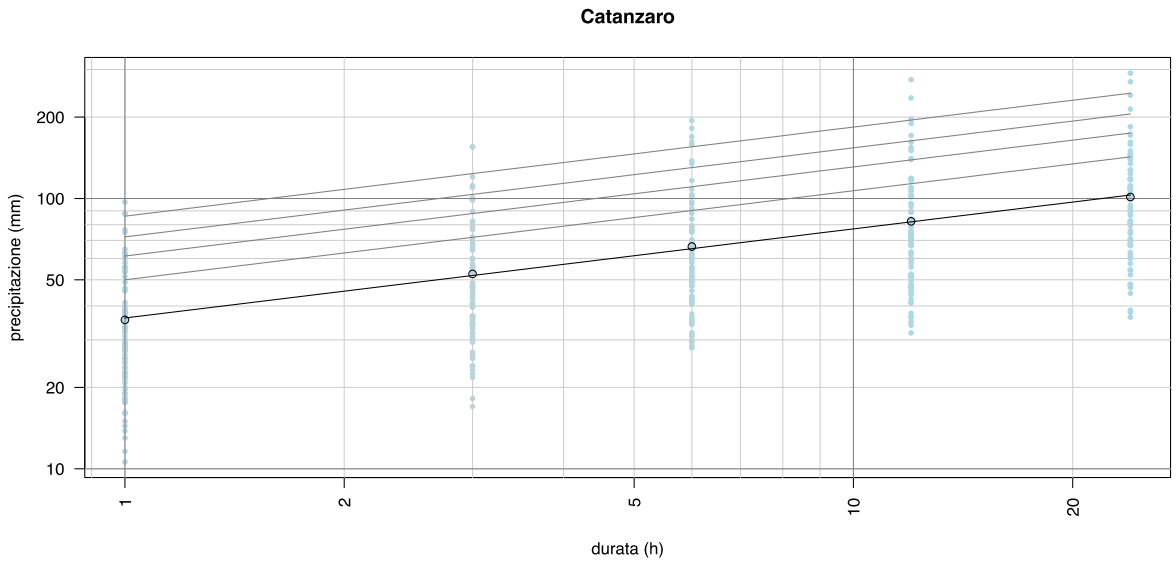


Figura 5 Curve di possibilità pluviometrica per durate orarie stazione di Catanzaro, rappresentate nello spazio bilogartimico. La linea nera rappresenta la curva media nella forma binomia; le curve grigie rappresentano le curve per tempo di ritorno di 5, 10, 20 e 50 anni rispettivamente.

3. Analisi pluviometrica dei massimi sub-orari

La disponibilità di dati suborari è limitata alla sola stazione di Catanzaro per la quale ARPA Calabria ha fornito le seguenti informazioni:

- serie di massimi annui di durata 15, 20 e 30 minuti dal 1988 al 2004 per un totale di 15 anni di osservazioni (14 per la durata di 20 minuti);
- massimi annui dal 1959 al 1984 per diverse durate (5, 10, 15, 20, 30, 45 minuti) ma non sistematicamente disponibili per tutti gli anni. Per alcuni anni sono disponibili più osservazioni per la stessa durata; in tali casi è stato considerato il valore massimo.

Dall'unione delle due serie di dati si è ottenuta la disponibilità riportata nella Tabella 2, mentre la Tabella 3 ne sintetizza la numerosità per le varie durate.

Tabella 2 Massimi sub-orari per la stazione di Catanzaro

Anno	Max 5'	Max 10'	Max 15'	Max 20'	Max 25'	Max 30'	Max 45'
1959	9	14					
1960		15					
1962	14.4						
1963		8.8	9				
1964	5.2	22					
1965	11.8	12.8	37.6				
1966	12.8	14.8					
1967		11.2	16				
1968	17	10				18.5	36
1969		13.5		15		51	
1970	20.4		12	16			
1971	10	10	10				
1972	7		16				
1973	11.4	15	18.8	24	33.2	37.4	
1974	11.4	15	20	25.2	33.2	38.2	
1975					11.4	12.2	
1976	11.6	13.6	15.6	17.6	19.6	22.8	
1977	7.6		9	10.4	10.4	10.4	
1978	12	16	20.2	27.8	31.6	35.2	
1979	6	11	15	15.2	17.6	20.4	
1980	7	8.4	9.8	11.2	13.6	16.2	
1981	6.4	7.6	8.8	10	10.4	10.6	
1982	10.6	13.4	17.8	22.8	26.8	30.8	
1983	11.2	12.8	14.4	16	17.4	18.8	

1984	11.2	14	18.6	26.4	31	33.2	
1988	7.6		11			16.4	16.4

Tabella 3 Numerosità dei dati sub-orari

Durata	5'	10'	15'	20'	25'	30'	45'
Numerosità	21	20	32	27	12	29	2

Le numerosità dei dati sub-orari sono, come ben noto, inferiori a quelle dei dati orari a causa di molte meno informazioni storiche registrate. Si ritiene tuttavia che i dati disponibili possano comunque essere utilizzati per la stima delle CPP per durate inferiori all'ora, da utilizzarsi per l'analisi idrologica delle aree pavimentate all'interno del sedime aeroportuale. Pertanto, escludendo soltanto le durate di 25 e 45 minuti, per le quali sono disponibili solamente 12 e 2 osservazioni, tutte le altre durate sono state utilizzate per il calcolo della CPP. La procedura è la stessa utilizzata per le curve orarie, ma è stata svolta indipendentemente da esse.
I parametri ottenuti sono riportati nella Tabella 4, in cui i fattori di crescita K_T sono stati ancora determinati con la legge di Gumbel con $CV = 0.34$ (nello specifico $CV_{5'} = 0.353, CV_{10'} = 0.251, CV_{15'} = 0.381, CV_{20'} = 0.327, CV_{30'} = 0.389$).

Tabella 4 Parametri delle CPP per le piogge intense sub-orarie

Stazione	***a***	***n***	**KT 10 anni**	**KT 20 anni**	**KT 50 anni**
Catanzaro	37.1	0.53	1.45	1.64	1.88

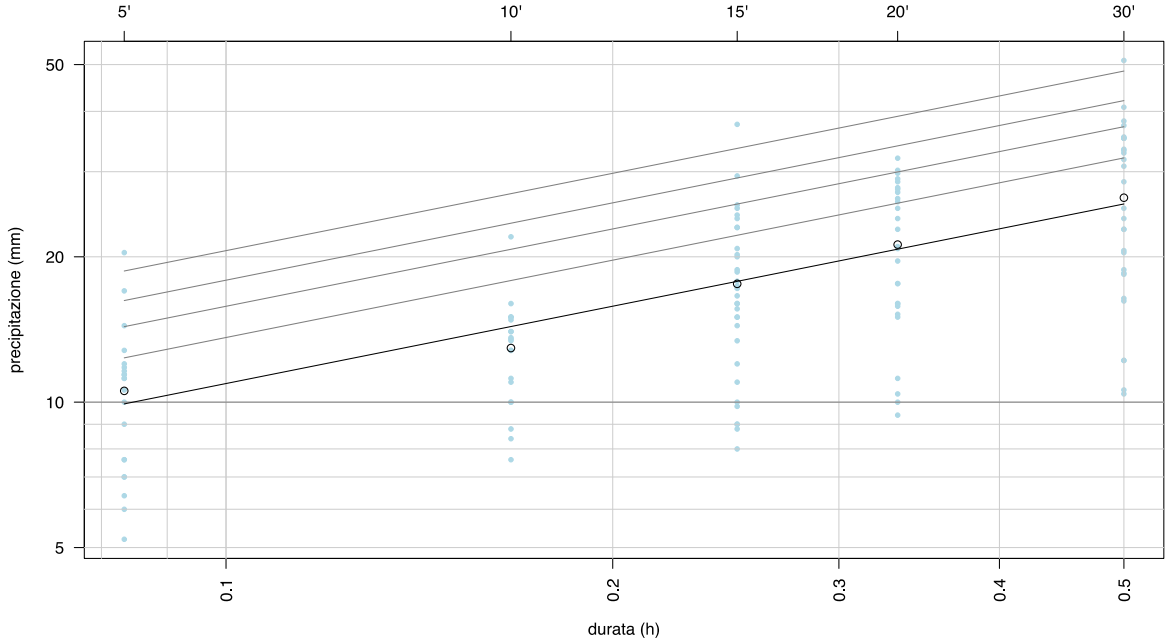


Figura 6 Curve di possibilità pluviometrica per durate sub- orarie stazione di Catanzaro, rappresentate nello spazio bilogartimico. La linea nera rappresenta la curva media nella forma binomia; le curve grigie rappresentano le curve per tempo di ritorno di 5, 10, 20 e 50 anni

4. Idrologia rio Cantagalli

L'area oggetto del progetto è lambita dal rio Cantagalli, che attraversa l'abitato di Lamezia scorrendo in direzione nord-sud, per poi orientarsi verso ovest e sfociare in mare. L'area oggetto di intervento rientra è a contatto con l'area definita dal PAI come "area di attenzione" ed è pertanto necessario verificare il comportamento idraulico in condizioni di piena del rio Cantagalli per valutare eventuali interventi di protezione dell'area di studio.

Il bacino idrografico del rio Cantagalli è stato delimitato utilizzando le routines disponibili nel gis Qgis/GRASS sulla base del modello digitale del terreno (DTM) SRTM NASA con risoluzione 1 arco di secondo, pari a circa 30 m. Esso risulta avere un'area di 39 km^2 ed è riportato nella Figura 7.

Figura 7 Bacino del rio Cantagalli

Per la determinazione delle portate di piena in tale bacino, non essendo disponibili studi pregressi, si è proceduto sviluppando stime con metodi diversi. Tali valutazioni sono da considerarsi di natura preliminare, ma comunque adeguata al livello di analisi richiesto nel presento progetto.

In primo luogo, è possibile fare riferimento al documento "La valutazione delle piene in Italia", noto come Va.Pi., a cura del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche del 1994, il quale comprende studi per la regionalizzazione degli estremi di pioggia e portata nei diversi compartimenti italiani. Tale documento include un rapporto specifico per la regione Calabria e fornisce indicazioni per la stima delle portate di piena in tutta la regione, pur non essendo aggiornato sulla base delle più recenti osservazioni.

La valutazione delle portate di piena è sviluppata seguendo l'approccio della piena indice, per il quale la portata di progetto per dato tempo di ritorno T viene definita come il prodotto

$$Q_T = Q_{ind} \cdot K_T$$

dove K_T è la curva di crescita, cioè la curva di frequenza adimensionale delle piene, valida su ampie porzioni di territorio e Q_{ind} è la piena indice, cioè un fattore di scala che caratterizza la piena di uno specifico bacino. Il bacino in questione ricade nell'area geografica denominata "Sottozona Tirrenica" per la quale sono definiti i valori di K_T per vari tempi di ritorno (Tabella 5). La piena indice, che corrisponde alla media della distribuzione di probabilità delle piene, può essere determinata o sulla base di osservazioni locali, oppure sulla base di relazioni di tipo regionale. Non essendo disponibili osservazioni di portata nel bacino di interesse, si procede all'applicazione di diverse relazioni proposte nel rapporto Va.Pi. e riportate nella Tabella 5. Non essendoci evidenza di quale sia la migliore formulazione da adottare, ne sono state applicate diverse che conducono a risultati variabili tra circa 24 e circa 38 m^3/s. Le prime due formulazioni derivano da un approccio puramente statistico nel quale la piena indice calcolata per i bacini dotati di osservazione è stata correlata, mediante regressione, a determinate caratteristiche di bacino; le altre due formulazioni derivano dall'applicazione e calibrazione della formula razionale sui bacini dotati di osservazioni.

Nella tabella Tabella 5 si riportano anche le formulazioni utilizzate, così come riportate nel rapporto Va.Pi., dove A_{rid} è l'area del bacino corretta con il fattore di riduzione areale delle piogge (a titolo cautelativo, e vista la modesta estensione del bacino, A_{rid} è stata considerata pari all'area complessiva del bacino) e I_{tr} è l'intensità della precipitazione media calcolata per una durata pari al tempo di ritardo del bacino.

Tabella 5 Sintesi delle formulazioni per la quantificazione della piena indice e della piena di progetto del VAPI Calabria

Q indice	KT100	KT200	QT100	QT200	Eq. Q indice
34.1	3.23	3.74	110.2	127.6	efficiente di correlazic
24.1			77.9	90.2	11 bacini con N≥18 (R=0.989):
24.2			78.1	90.4	ce errori lievemente maggiori, r
38.3			123.8	143.3	dati stori

Per la stima di I_{tr} si è fatto riferimento all'analisi della pluviometria sviluppata nel paragrafo relativo agli estremi orari di precipitazione per la stazione di Catanzaro. Il tempo di ritardo del bacino è stato quantificato pari a 0.6 volte il tempo di corrivazione del bacino, quest'ultimo valutato la formula di Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{\mathrm{H}}}$$

dove A è l'area del bacino (39 km^2), L la lunghezza dell'asta principale (10.7 km) e H l'altitudine media rispetto alla sezione di chiusura (221 m slm). Anche il calcolo del tempo di corrivazione è da ritenersi approssimato vista la notevole incertezza a riguardo, ma appare adeguato il valore risultante pari a 3.4 ore. Di conseguenza, il tempo di ritardo considerato è pari a circa 2 ore.

Queste stime possono essere utilizzate anche per implementare una valutazione afflussi-deflussi indipendente dal Va.Pi.; a tale fine si ricorre all'applicazione della formula razionale nella sua espressione

$$Q_T = \frac{C \cdot I(t_c, T) \cdot A}{3.6}$$

dove A è l'area del bacino (in km^2), I l'intensità di pioggia per la durata pari a t_c (in mm/h) e C è il coefficiente di afflusso che dipende dalle caratteristiche dei suoli del bacino. L'effetto dell'uso del suolo e delle caratteristiche pedologiche e geologiche sulla formazione delle portate di piena è molto rilevante, ma anche molto complesso da descrivere. Per questo studio, vista anche l'assenza di osservazioni idrometriche con cui calibrare/validare un modello di piena, si è proceduto in maniera approssimata sulla base di formule di letteratura al fine di valutare un indice di permeabilità del bacino.

In particolare, si è ricorso alla classificazione di copertura del suolo Corine Land Cover disponibile, per il territorio italiano, sul sito ISPRA. La classificazione utilizzata è quella riferita all'anno 2021 e se ne può osservare un estratto nella Figura 8. Come si evince dalla tabella Tabella 6, il bacino è caratterizzato dal 19% di aree impermeabili a causa dell'urbanizzazione. Seguendo l'approccio proposto da Carriero (2003)[1] le categorie di copertura del suolo possono essere ricondotte a valori tipici del parametro "curve number" (CN) definito dal Soil Conservation Service (SCS); assumendo i valori caratteristici di CN per ogni classe di CLC (Tabella 6) si è calcolato il valore medio ponderale del CN a scala di bacino pari a 75.

[1] Carriero D., Analisi della distribuzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli per applicazioni di modelli di simulazione afflussi - deflussi. Tesi di dottorato di ricerca in "Metodi e tecnologie per il monitoraggio ambientale", XVI ciclo, Università degli studi della Basilicata, pp.192, 2003

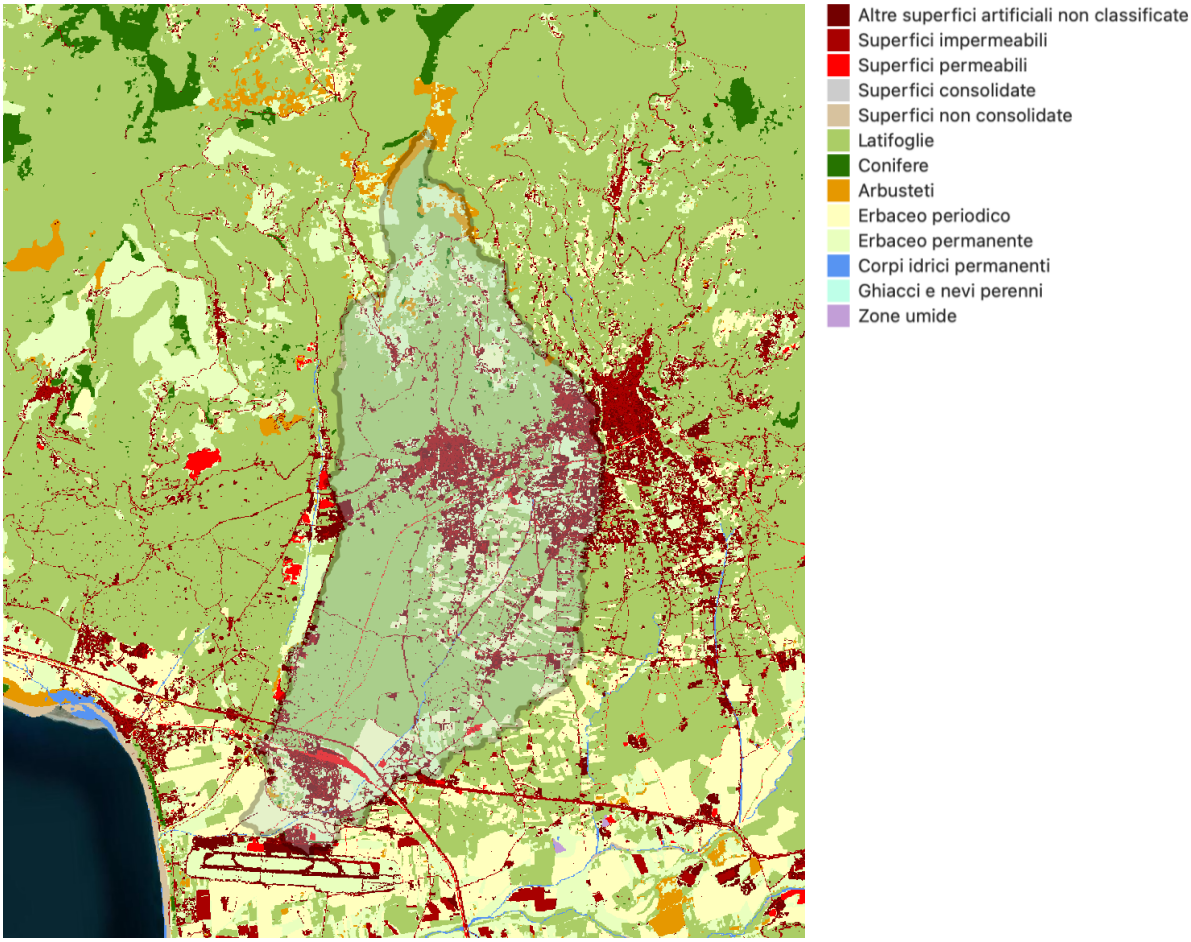


Figura 8 Mappa uso del suolo Corine Land Cover 2021

Tabella 6 Classificazione della copertura del suolo nel bacino del rio Cantagalli

Classe CLC	Frazione area	Descrizione	CN
1100	9.5%	Altre superfici artificiali non classificate	98
1110	9.5%	Superfici impermeabili	98
1120	0.9%	Superfici permeabili	85
2111	57.5%	Latifoglie	65
2112	0.2%	Conifere	65
2120	1.3%	Arbusteti	65
2211	9.5%	Erbaceo periodico	80
2212	11.4%	Erbaceo permanente	80
3100	0.2%	Corpi idrici permanenti	90

Secondo l'approccio SCS, si può valutare il coefficiente di afflusso a partire dal valore di CN del bacino; in primo luogo, occorre calcolare la capacità potenziale di ritenzione idrica del suolo (in mm),

$$S = 25.4\left(\frac{1000}{CN} - 10\right)$$

che risulta pari a 85 mm per il bacino del rio Cantagalli. Da questa il coefficiente di afflusso della formula razionale è valutato come $C = (1 - 0.2 \cdot S/P)^2/(1 + 0.8 \cdot S/P)$, dove P è la l'afflusso meteorico. Se si considera l'afflusso meteorico con i parametri a, n e K_T della stazione di Catanzaro per tempo di ritorno di 200 anni, si ottiene un'altezza di precipitazione di 160 mm per il tempo di corrivazione di 3.4 ore, da cui un valore di coefficiente di afflusso C pari a 0.56 (0.53 per tempo di ritorno 100 anni).

In base a questa parametrizzazione, basata sulle osservazioni di pioggia orarie della stazione di Catanzaro, le portate di piena risultano parti a 258 m^3/s per tempo di ritorno 100 anni e 285 m^3/s per tempo di ritorno 200 anni. Tali valori sono significativamente maggiori di quelli ottenuti dal Va.Pi. Calabria per le portate; si procede pertanto a verificare la sezione del rio Cantagalli con questi ultimi valori.

Considerando la portata di piena di 285 m^3/s e una sezione trapezia del corso d'acqua con base di 15 m, profondità 5 m e sponde con pendenza 1:1, è possibile effettuare una valutazione semplificata dei livelli in condizioni di moto uniforme, utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = A_{sez}(h) \cdot k_s \cdot R(h)^{\frac{2}{3}}\sqrt{i}$$

dove Q è la portata transitante, A_{sez} è la sezione idraulica dell'alveo (che dipende dal livello h), k_s è la scabrezza di Strickler, R è il raggio idraulico della sezione (che dipende dal livello h) e i è la pendenza dell'alveo. Se si adotta la pendenza media dell'alveo pari a 0.006 (valutata dal DTM) e la scabrezza assunta cautelativamente pari a 12.5 (tenendo conto che in alcune stagioni l'alveo risulta particolarmente vegetato) si ottiene un tirante di circa 4.25 m, sostanzialmente compatibile con le condizioni di progetto.

5. Idrologia rio Manchetta

La porzione di territorio a nord-est dell'aeroporto, principalmente a vocazione agricola, viene drenata dal rio Manchetta. Esso scorre lungo il confine nord dell'area parcheggi dell'aeroporto, raccogliendone in parte gli scarichi delle acque meteoriche, prosegue poi parallelamente al rio Cantagalli nel quale confluisce più a valle a seguito di un trattamento delle acque.

La portata di piena attesa per il rio Manchetta è stata valutata con un approccio metodologicamente simile a quello del paragrafo precedente per il rio Cantagalli, ma adattato alle diverse caratteristiche morfologiche del bacino. In primo luogo, il bacino è in un'area tendenzialmente pianeggiate per la quale non è evidente definire le aree scolanti senza un rilievo dettagliato del reticolo di drenaggio minuto. Tuttavia, la cartografia regionale riporta il tracciato del ramo principale e un secondo fosso può essere identificato dalla cartografia; si è pertanto proceduto, tramite delineazione manuale, a identificare due porzioni di bacino drenate rispettivamente dal tracciato principale e dal fosso di scolo (Figura 9).

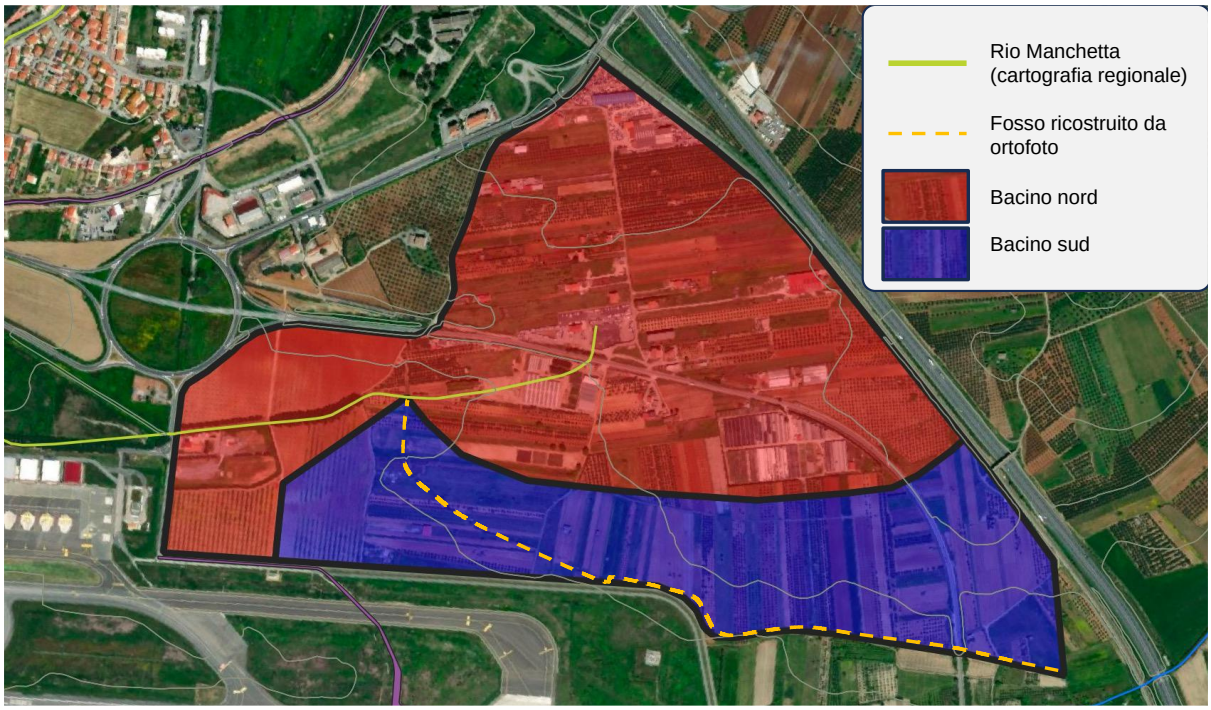


Figura 9 Bacino del rio Manchetta diviso in due sottobacini

Il parametro di permeabilità CN è stato valutato analogamente al caso del rio Cantagalli secondo le ripartizioni in classi CLC riportata nella Tabella 7.

Tabella 7 Classificazione della copertura del suolo nei sottobacini del rio Manchetta

Classe CLC	CN	Descrizione	Frazione area bacino sud	Frazione area bacino nord
1100	98	Altre superfici artificiali non classificate	1.20%	9.80%
1110	98	Superfici impermeabili	1.50%	11.70%
1120	85	Superfici permeabili	0.50%	1.00%
2111	65	Latifoglie	9.30%	19.10%
2112	65	Conifere	0.00%	0.10%
2120	65	Arbusteti	2.20%	0.20%
2211	80	Erbaceo periodico	58.00%	53.30%
2212	80	Erbaceo permanente	27.30%	5.00%
3100	90	Corpi idrici permanenti	0.00%	0.00%

Vista la modesta estensione del bacino, non è opportuno utilizzare la formula di Giandotti per il calcolo del tempo di corrivazione; al suo posto è stata utilizzata la formula empirica di Ventura:

$$t_c = 0.127\sqrt{\frac{A}{i_{asta}}}$$

dove A è l'area del bacino e i_{asta} la pendenza media dell'asta principale (Tabella 8). Quest'ultimo parametro è stato valutato in modo approssimato dall'analisi del DTM SRTM e dai punti quotati della cartografia tecnica regionale. In definitiva, i contributi di portata di piena sono stati ricavati applicando la già citata formula razionale con il coefficiente di afflusso calcolato con il metodo SCS (riportato nella Tabella 8) e le precipitazioni relative alla stazione di Catanzaro; per tempo di ritorno pari a 200 anni, la portata complessiva risulta essere di 17.7 m^3/s.

Tabella 8 Parametri dei sottobacini del rio Manchetta

Sottobacino	Area (km^2)	CN	C (-)	i_{asta} (-)	t_c (h)	Q_{200}(m3/s)
sud	0.434	78.8	0.5	0.004	1.32	5.68
nord	0.785	81	0.6	0.01	1.13	12.01

6. Idraulica Rio Cantagalli

Il progetto prevede la realizzazione, tra le varie opere, di un nuovo tratto di viabilità stradale in rilevato, posta parallelamente al corso del rio Cantagalli. Tale intervento ricade, come si può osservare dall'estratto cartografico di Figura 10, marginalmente all'interno dell'area di attenzione identificata dal PAI.

Figura 10 Rilevato stradale lungo il rio Cantagalli, sovrapposto alle aree di attenzione individuate dal PAI.

Nell'ambito del progetto esecutivo è stata quindi effettuata una valutazione semplificata per verificare l'impatto dell'opera sul deflusso delle acque del rio. A tale fine sono stati acquisiti punti quotati nelle aree golenali nell'intorno dell'alveo e due sezioni trasversali dell'alveo inciso poste a monte e a valle della zona di intervento. Da queste si è potuto dedurre che il rio ha una sezione pressoché trapezoidale in terra con base di circa 10.5 m e sponde inclinate con un rapporto di circa 0.55:1, per una profondità di circa 2.5 m. in questo tratto, l'alveo ha una pendenza del 0.47%. Inoltre, l'area golenale destra ha una quota mediamente più bassa di quella sinistra di circa 0.5 m (Figura 10).

In generale, la sezione incisa non appare in grado di convogliare completamente la portata di piena valutata nell'analisi idrologica e pari a 166 m^3/s; si noti, tuttavia, che risalendo il corso del rio verso monte sono presenti alcune aree incolte, prossime al rio Cantagalli, poste a monte dell'area di intervento (vedere Figura 11), che possono verosimilmente fungere da aree di espansione naturale per le piene dello stesso.

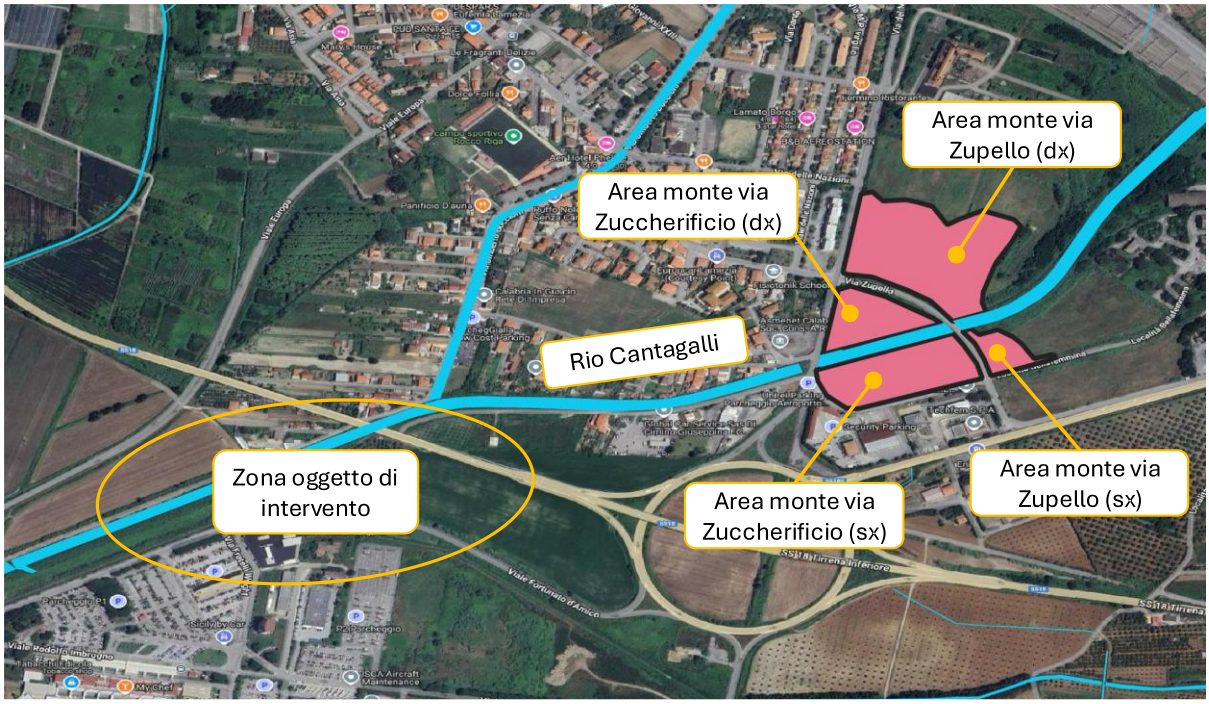


Figura 11 Inquadramento generale della zona di interesse. Immagine di base Google Maps Ibrida.

Le aree di interesse si trovano a monte della via Zuccherificio: in destra idrografica troviamo un'area di circa 9.000 m^2 confinata tra via Zuccherificio, via Zupello e il rio Cantagalli; in sinistra idrografica è presente un'area di circa 15.500 m^2 dal rio Cantagalli, via località Bellafemmina e via Zupello. Dalle immagini satellitari disponibili, essi risultano terreni incolti; è inoltre stato valutato l'andamento altimetrico del terreno utilizzando il modello digitale del terreno (DTM) del Piano Straordinario di Telerilevamento del Ministero dell'Ambiente e della Sicurezza Energetica, reso recentemente liberamente disponibile attraverso il Geoportale Nazionale. Tale DTM, con risoluzione di 1m x 1m, è piuttosto datato (l'anno di rilievo riportato per le aree di interesse è il 2009), ma appare comunque un riferimento adeguato in quanto, dalle immagini satellitari, non si riscontrano particolari variazioni di uso del suolo. L'andamento altimetrico è riportato nella Figura 12, dove le curve di livello sono state estratte automaticamente dal DTM mediante il tool specifico disponibile nel software Qgis. Si osservi che è di particolare rilevanza l'area identificata come "monte via Zuccherificio sx" che risulta sostanzialmente al livello della sponda del rio Cantagalli.

Figura 12 Aree di interesse e andamento altimetrico.

Nella stessa Figura 12 sono anche riportate altre due aree che potrebbero produrre effetti di laminazione, poste a monte del ponte di via Zupello e delimitate dalla stessa via Zupello oltre che da via Zuccherificio (destra idrografica) e via località Bellafemmina (sinistra idrografica). Tali aree sono state delimitate seguendo in maniera approssimata la curva di livello di 18 m slm, che corrisponde alla quota della sponda destra del rio Cantagalli a monte del ponte di via Zupelli. Tali aree coprono una superficie, rispettivamente, di 30.000 m^2 e 4.200 m^2.

Infine, sono state identificate le particelle catastali ricadenti nelle aree appena identificate; la cartografia catastale è stata ottenuta attraverso il servizio WMS del Geoportale Cartografico Catastale, in riferimento alla provincia catastale di “Catanzaro” e al comune catastale di “Lamezia Terme/sez C”. I fogli interessati sono il n. 14 e il n. 15; il dettaglio delle particelle di interesse è riportato nella Tabella 9.

Figura 13 Estratto della mappa catastale con identificazione delle aree di interesse.

Tabella 9 Particelle catastali ricadenti nelle aree di interesse.

Monte via Zupello; destra idrografica	Foglio 14; Particelle 90, 91, 92, 304
Monte via Zupello; sinistra idrografica	Foglio 15; Particelle 30, 176, 180
Monte via Zuccherificio; destra idrografica	Foglio 14; Particelle 94, 95, 301, 302, 305, 308
Monte via Zuccherificio; sinistra idrografica	Foglio 15; Particelle 28, 51, 54, 152, 170, 172

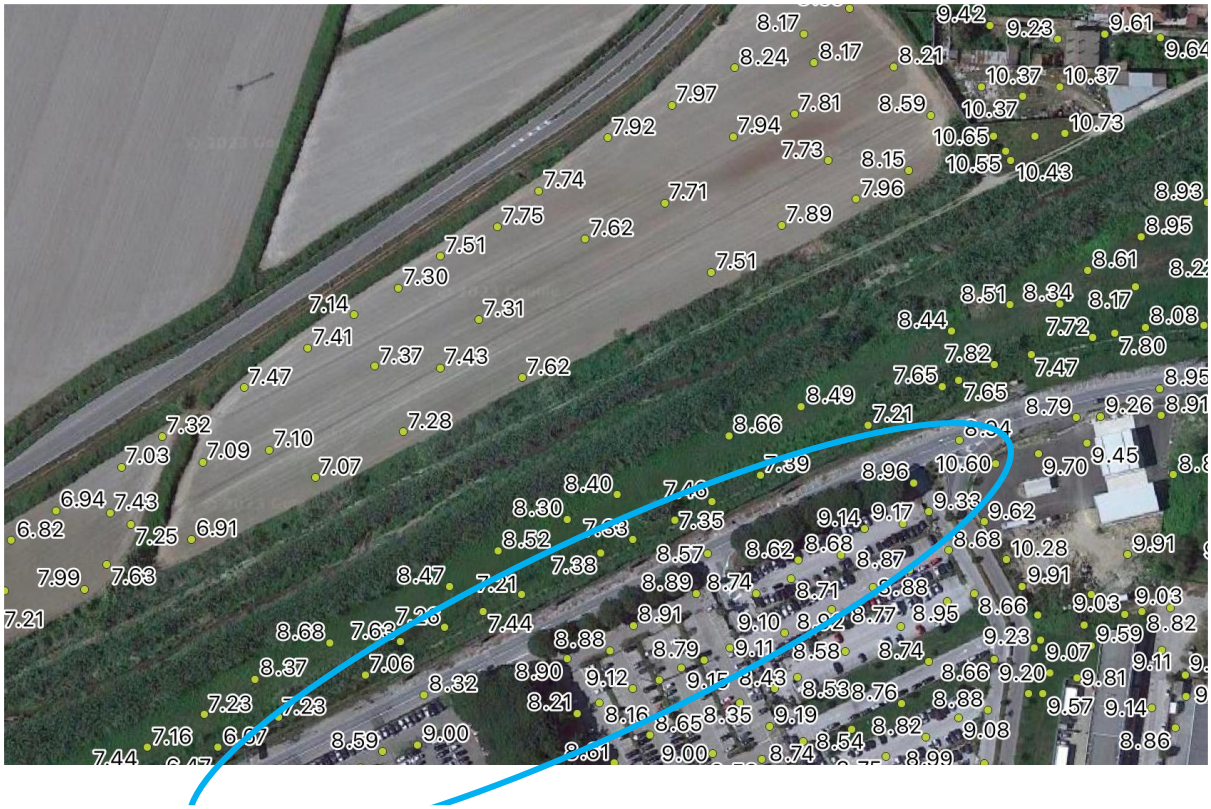


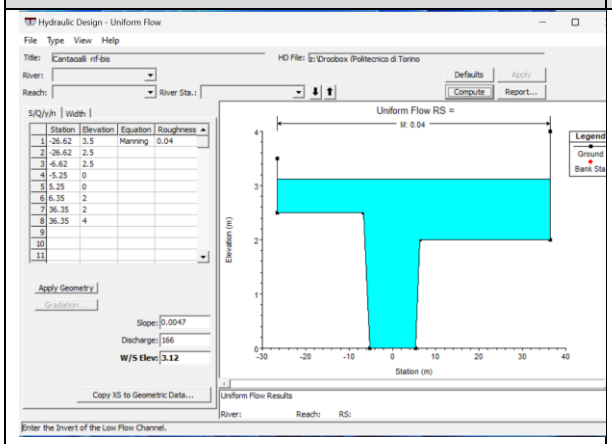
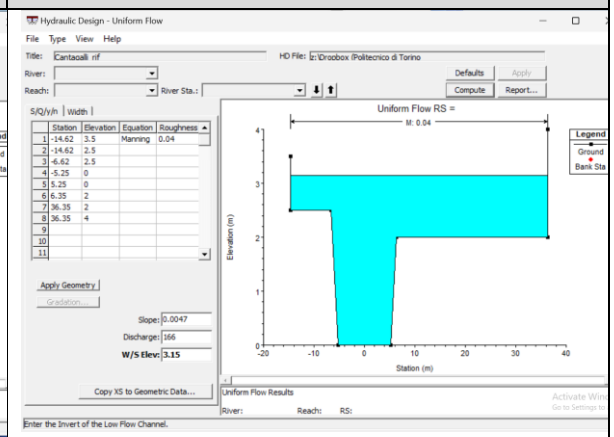
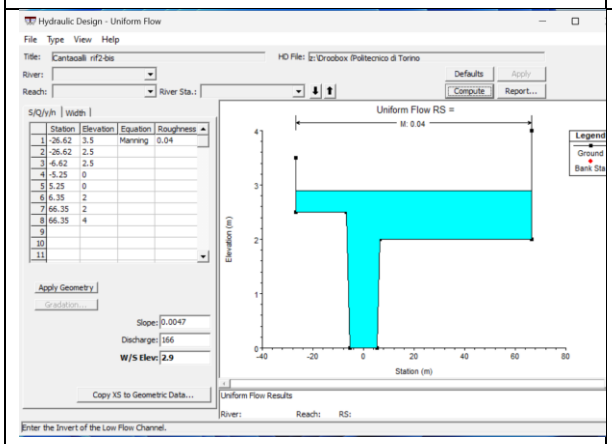
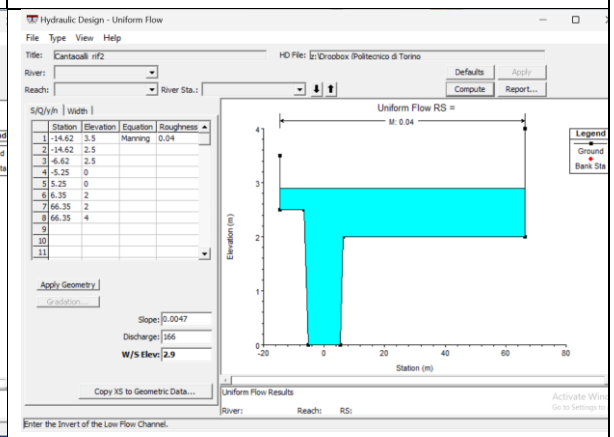
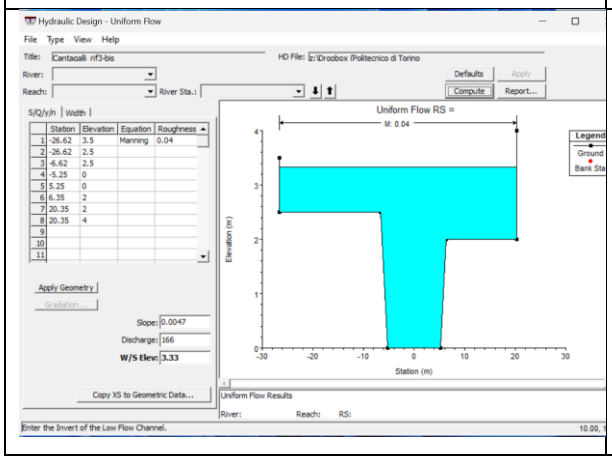
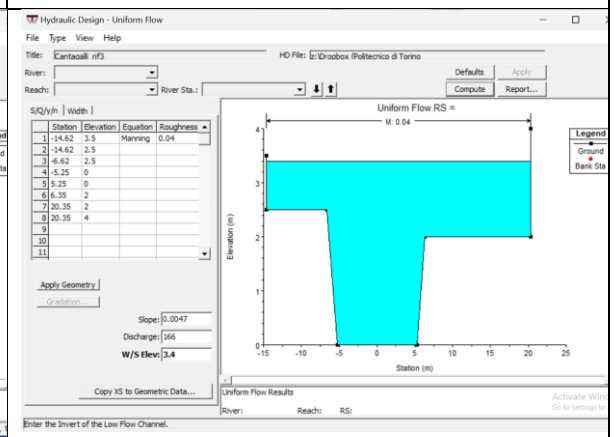
Figura 14 Punti quotati nell'intorno dell'area di intervento.

Considerando comunque l’intera portata idrologica come valore di riferimento, è possibile analizzare scenari di variazione dei tiranti rispetto tra la condizione attuale e quella di progetto. A tale scopo è stata considerata una sezione tipo basata sui dati disponibili e alcune ipotesi semplificative. In particolare, per lo stato di fatto, si è considerato l’alveo di magra a sezione trapezoidale con golena destra posta a 2 m dal fondo alveo e golena sinistra posta a 2.5 m. La golena sinistra è stata considerata larga 20 m, mentre per la golena destra sono stati definiti tre scenari (30 m, 60 m e 10 m rispettivamente). La configurazione di progetto prevede le stesse geometrie, eccetto il fatto che la golena di sinistra è ridotta a 8 m, valore minimo identificato tra la nuova viabilità in progetto e l’alveo. La nuova viabilità avrà un piano di posa di circa 1 m superiore al piano della golena sinistra. Le valutazioni sono state eseguite in condizioni di moto uniforme con il tool “Hydraulic Design – Uniform Flow” del software di modellazione idraulica Hec-RAS, sviluppato e distribuito dal US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center, sulla base delle geometrie descritte sopra. La scabrezza di riferimento assunta è stata pari a 0.04 s/m$^{1/3}$ in termini di coefficiente di Manning (pari a 25 m$^{1/3}$/s in termini di coefficiente di Strickler), valore indicativo di condizione di normale manutenzione dell’alveo.

I risultati sono sintetizzati nella Tabella 10, dove sono anche riportate le schermate risultanti dal programma di calcolo. La colonna di sinistra rappresenta la condizione “attuale” mentre la colonna di destra mostra la condizione di golena destra ridotta a 8 m. In tutte le configurazioni

analizzate è possibile osservare come l’effetto del restringimento della golena sinistra porti a incrementi del livello di pochi centimetri e si può pertanto affermare che l’impatto del nuovo rilevato stradale non induca significative variazioni alla capacità di deflusso del rio Cantagalli. È tuttavia importante segnalare che sarebbe utile una valutazione più approfondita dell’asta nel suo complesso per valutarne il comportamento in condizioni di piena.

Tabella 10 Scenari analizzati per valutare l'effetto del restringimento di sezione

Sezione senza restringimento sx	Sezione con restringimento sx
	
	
	

7. Idraulica Rio Manchetta

Il rio Manchetta drena un'area a prevalente vocazione agricola posta a nord-ovest del sedime aeroportuale e scorre costeggiando il confine nord l'area land-side dell'aeroporto. La portata di riferimento proveniente dal bacino idrografico a monte dell'aeroporto è stata quantificata nella relazione idrologica e risulta essere pari a 8.6 m^3/s per tempo di ritorno di 200 anni, mentre risulta pari a 5.3 m^3/s per tempo di ritorno di 50 anni. Esso raccoglie anche le attuali acque di drenaggio dei parcheggi e delle piattaforme stradali esterni all'aeroporto.

Lo schema riportato nella Figura 15 mostra il tracciato del rio, che scorre da destra verso sinistra, e le aree che interferiscono con la nuova viabilità di progetto; in queste zone (riquadri A-B e C-D in Figura 15), il corso d'acqua sottopasserà la nuova viabilità e la sezione idraulica dovrà essere adeguata per consentire, oltre al regolare deflusso delle acque, la manutenzione del tratto tombato. Si può osservare, inoltre, che il rio Manchetta riceve le acque di drenaggio dei parcheggi nella nuova configurazione di progetto. Le portate relative a tali deflussi, possono ricondursi ad un contributo di circa 1.68 m^3/s, che confluisce nel rio a monte della prima zona di intervento, a ulteriori 1.86 m^3/s che confluiscono in prossimità del tratto A-B, e un ulteriore contributo di 0.62 m^3/s a monte dell'area di intervento C-D. Tali contributi sono stati ottenuti accorpando per tratte di competenza diversi scarichi.

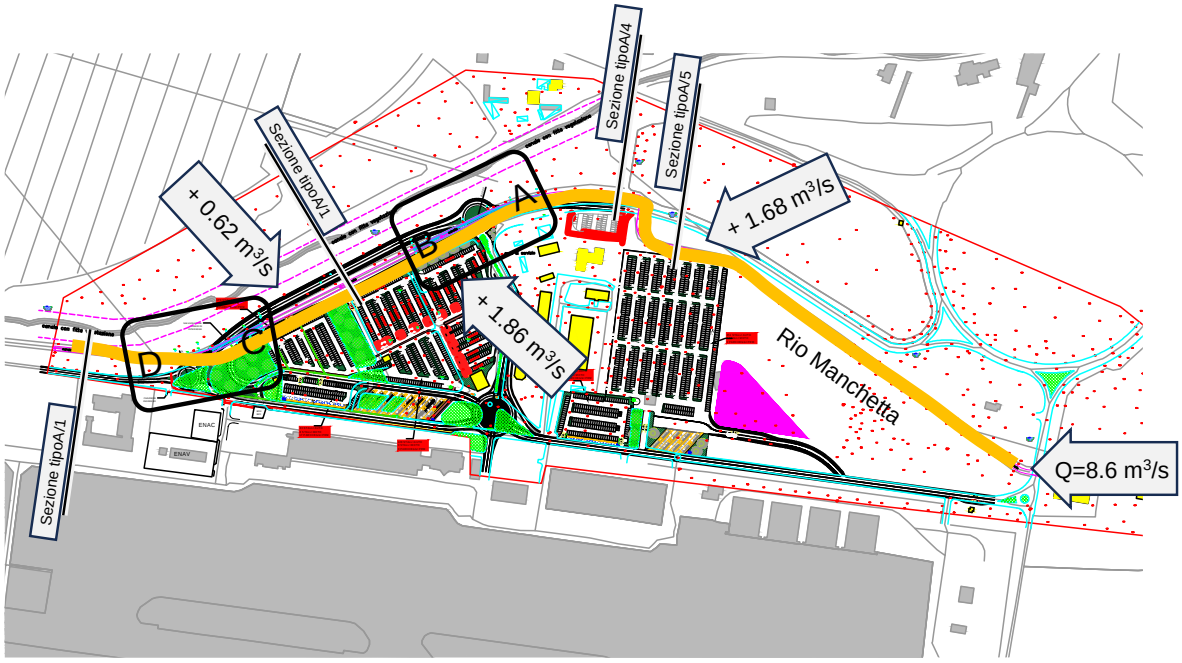


Figura 15 Rappresentazione schematica del rio Manchetta. I riquadri indicano le aree di interferenza con la nuova viabilità.

Le sezioni esistenti, secondo la documentazione fornita dalla Stazione Appaltante, sono di tipo trapezoidale di varie dimensioni (vedere le sezioni tipo nella Figura 16). Proseguendo da monte verso valle sono presenti, rispettivamente, le sezioni di tipo A/5, A/4 e A/1.

L'intersezione del rio Manchetta con la nuova viabilità richiede una revisione delle livellette lungo il tratto A-D e un corrispondente allargamento delle sezioni in corrispondenza degli attraversamenti. È stata considerata, per i tratti oggetto di intervento, una sezione rettangolare di 5 m di base e 2.2 m di altezza che risulterà chiusa superiormente nei tratti strettamente necessari all'attraversamento mediante l'utilizzo di un profilo scatolare. A monte della sezione A è prevista la realizzazione di un salto di fondo di 0.3 m per raccordare il canale esistente a monte con il nuovo tratto rettangolare ribassato per garantire la compatibilità geometrica con la sezione stradale attraversata.

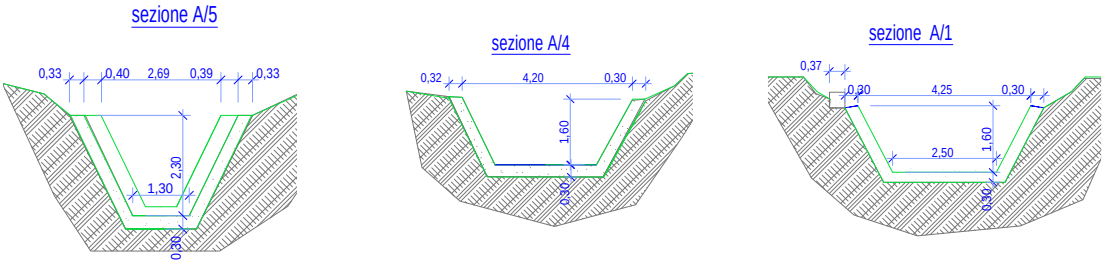


Figura 16 Sezioni tipo esistenti del rio Manchetta da documenti di progetto. Disegni indicativi non in scala.

Per le finalità di dimensionamento e verifica degli attraversamenti oggetto di intervento, sono stati calcolati i tiranti in condizioni di moto uniforme mediante la a formula di Chezy:

$$Q = A_{sez}(h) \cdot k_s \cdot R(h)^{\frac{2}{3}}\sqrt{i}$$

dove Q è la portata transitante, A_{sez} è la sezione idraulica dell'alveo (che dipende dal livello h), k_s è la scabrezza di Strickler, R è il raggio idraulico della sezione (che dipende dal livello h) e i è la pendenza dell'alveo. Adottando i parametri geometrici e le portate riportati nella Tabella 11a, si può verificare il tirante idraulico corrispondente, si osserva che le sezioni in progetto sono interessati da tiranti dell'ordine di 1 m, garantendo il rispetto del valore massimo previsto dalle NTC2018 per tratti tombati scatolari (livello massimo pari a 2/3 dell'altezza e comunque con 0.5 m di franco). Anche le sezioni esistenti, che non sono oggetto di intervento, sono adeguate a contenere le portate di riferimento (si veda la Tabella 11a).

Tratta	Sezione	Portata (m^3/s)	Pendenza (%)	Scabrezza ($m^{1/3}/s$)	Tirante (m)	Note
Tratte di nuova realizzazione						
A-B	Rettangolare/ scatolare	10.44 (12.14)	0.20%	66	0.92 (1.01)	sezione rett. 5m x 2.2m Tratto parzialmente tombato (scatolare sottopassante la viabilità stradale)
C-D	Rettangolare/ scatolare	12.76	0.19%	66	1.1	sezione rett. 5m x 2.2m Tratto parzialmente tombato (scatolare sottopassante la viabilità stradale)
Tratte non oggetto di intervento						
Monte A	Tipo A/5	10.3	0.25%*	66	1.78	sezione trap. base 1.3m, h 2m, sponde ~0.47:1
Monte A	Tipo A/4	10.3	0.20%	66	1.3	sezione trap. base 2.5m, h 1.6m, sponde ~0.43:1
B-C	Tipo A/1	12.14	0.24%	66	1.36	sezione trap. base 2.5m, h 1.6m, sponde ~0.54:1
Valle D	Tipo A/1	12.76	0.19%*	66	1.5	sezione trap. base 2.5m, h 1.6m, sponde ~0.54:1

Tabella 11a: Caratteristiche idrauliche delle sezioni del rio Manchetta. L'asterisco indica valori approssimati. Valori riferiti ad una portata di ingresso in testa sul rio Manchetta pari a 8.6 m^3/s (Q_{200})

Adottando i parametri geometrici e le portate riportati nella Tabella 11b, si può verificare il tirante idraulico corrispondente, si osserva che le sezioni in progetto sono interessati da tiranti dell'ordine di 1 m, garantendo il rispetto del valore massimo previsto dalle NTC2018 per tratti tombati scatolari (livello massimo pari a 2/3 dell'altezza e comunque con 0.5 m di franco). Anche le sezioni esistenti, che non sono oggetto di intervento, sono adeguate a contenere le portate di riferimento (si veda la Tabella 11b).

Tratta	Sezione	Portata (m^3/s)	Pendenza (%)	Scabrezza ($m^{1/3}/s$)	Tirante (m)	Note
Tratte di nuova realizzazione						
A-B	Rettangolare/ scatolare	7.14 (9.1)	0.20%	66	0.71 (0.84)	sezione rett. 5m x 2.2m Tratto parzialmente tombato (scatolare sottopassante la viabilità stradale)
C-D	Rettangolare/ scatolare	9.46	0.19%	66	0.87	sezione rett. 5m x 2.2m Tratto parzialmente tombato (scatolare sottopassante la viabilità stradale)
Tratte non oggetto di intervento						
Monte A	Tipo A/5	7	0.25%*	66	1.44	sezione trap. base 1.3m, h 2m, sponde ~0.47:1
Monte A	Tipo A/4	7	0.20%	66	1.03	sezione trap. base 2.5m, h 1.6m, sponde ~0.43:1
B-C	Tipo A/1	8.84	0.24%	66	1.12	sezione trap. base 2.5m, h 1.6m, sponde ~0.54:1
Valle D	Tipo A/1	9.46	0.19%*	66	1.25	sezione trap. base 2.5m, h 1.6m, sponde ~0.54:1

Tabella 11b: Caratteristiche idrauliche delle sezioni del rio Manchetta. L'asterisco indica valori approssimati. Valori riferiti ad una portata di ingresso in testa sul rio Manchetta pari a 5.3 m^3/s (Q_{50})

Inoltre, dal punto di vista normativo e autorizzativo, connesso alle tratte suddette, si ritiene che non sussistano le condizioni di applicabilità del D.Lgs 152/06, non trattandosi di tombamenti veri e propri, ma sistemazione idraulica di limitata estensione, per realizzare un attraversamento d'interesse pubblico. Tali manufatti prevedono le cautele necessarie affinché non avvengano ostruzioni all'imbocco ed all'interno dell'opera, e in considerazione che la stessa opera è in ogni caso di dimensioni tali da essere manutenibile con mezzi meccanici (cosi come richiamato nel BURC n. 20 del 31.10.2002 pag.17699), mediante l'apertura prevista al centro della rotatoria. Inoltre, il Canale Manchetta si sviluppa in area pianeggiante, con pendenze modeste e, di conseguenza, con modeste velocità, per cui non è soggetto a trasporto solido, quindi, limitandone le possibili ostruzioni del tombino idraulico.

8. Studio dei bacini e coefficienti di afflusso

All'interno dell'area oggetto di intervento sono stati individuati i Bacini e le relative superfici, come di seguito riportato:

	Area di corrivazione	Lunghezza asta principale	Pendenza media dell'asta principale	Coefficiente di deflusso Φ
	m^2	m		
Bacino 1 - viabilità R1-R2	2665	290	0,60%	1
Bacino 2 - parcheggio A2-1	3111	100	0,75%	1
Bacino 3A - parcheggio A2-2	2452	60	0,50%	1
Bacino 3B - parcheggio A1	4353	90	0,50%	1
Bacino 4B - semi carreggiata nord Via G. Anello ovest	365	95	0,35%	1
Bacino 4C - parte parcheggio P1	5566	120	0,42%	1
Bacino 4D - parcheggio sosta breve arrivi	2656	90	0,33%	1
Bacino 5 - parte parcheggio P1 e A3	10115	150	0,27%	1
Bacino 6A - semi carreggiata nord Via G. Anello est	370	90	0,56%	1
Bacino 6B - parcheggio bus arrivi	2656	35	0,29%	1
Bacino 8 - viabilità R1 - R3	4812	197	0,50%	1
Bacino 9 - parcheggio bus partenze	1208	65	0,79%	1
Bacino 10 - Rotatoria R3	2480	100	0,50%	1
Bacino 11 - Rotatoria R2	1418	90	0,50%	1

Nello specifico tali bacini fanno riferimento alle aree di parcheggio e alla viabilità.

Ad ogni bacino elementare è stato poi attribuito un **coefficiente di deflusso Φ** che rappresenta il rapporto tra il volume idrico che raggiunge la rete di canali (A_{eff}) ed il volume di pioggia totale (A_{tot}): $\Phi = A_{eff}/A_{tot}$

Evidentemente il coefficiente di afflusso assume valori minori o uguali a 1 e tiene conto fisicamente del fatto che non tutta l'acqua meteorica raggiunge la rete dei collettori.

Per i coefficienti di afflusso si è fatto riferimento ai valori reali e si è assunto un coefficiente di afflusso che tiene conto dell'incidenza delle varie superfici, considerando i dati di letteratura[2], come risultanti dalla seguente tabella:

Tipi di superficie	Φ
Superfici totalmente impermeabili	1,00
Parti centrali di città completamente edificate	0,70 – 0,90
Quartieri con pochi spazi liberi	0,50 – 0,70
Quartieri con fabbricati radi	0,25 – 0 50
Giardini e cimiteri	0,05 – 0,25

[2] "Fognature" di Luigi Da Deppo e Claudio Datei, casa ed. Edizioni Libreria Cortina, Padova, tab. 5.1 a pag. 85

9. Calcolo della portata di massima piena

Le aree interessate dalla corrivazione di acqua meteorica interessano i bacini sopra citati, in funzione dei quali è stata calcolata la portata di massima piena.

L'analisi degli eventi critici è stata condotta applicando il Metodo Razionale, un modello idrologico afflussi – deflussi basato sulle caratteristiche del bacino in forma globale.

Il metodo razionale è un procedimento particolarmente semplice ed efficace per calcolare la portata al colmo di piena Q con un tempo di ritorno T assegnato alla sezione di chiusura di un bacino.

Il metodo si fonda sull'utilizzo della curva di possibilità climatica della pioggia ragguagliata e sulle seguenti ipotesi:

1. la portata al colmo di piena Q con assegnato tempo di ritorno è la maggiore, tra le portate al colmo di tutti gli eventi di piena a intensità costante ricavati dalla curva di possibilità climatica con tempo di ritorno T;
2. a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo maggiore è prodotta dall'evento la cui durata è identica al tempo di corrivazione;
3. la portata al colmo dell'evento di piena causato da una precipitazione ragguagliata rappresentata da uno ietogramma a intensità costante di durata tc è proporzionale al prodotto fra l'intensità di pioggia i e l'area del bacino A.

Quindi alla base di tale metodologia vi è l'assunzione di una pioggia costante nel tempo ed uniforme nello spazio avente una durata pari ad un valore critico per il bacino e cioè il suo tempo di corrivazione tc. Infatti, se la durata della pioggia t è minore di tc non tutto il bacino contribuirà contemporaneamente alla formazione del deflusso; alla fine della precipitazione (istante t) tutte le parti più distanti del bacino non avranno ancora contribuito al deflusso nella sezione di chiusura e quando questo avverrà (dopo un intervallo di tempo tc – t) le zone più vicine alla sezione di chiusura avranno cessato di impegnare la stessa.

Viceversa, se la pioggia ha una durata t > tc tutto il bacino contribuirà contemporaneamente al deflusso per un intervallo di tempo t - tc in cui la portata resterà costante e pari al valore massimo. L'espressione analitica per la valutazione della portata di piena assume la seguente forma:

$$Q = \frac{\varphi \, h_c \, A}{3{,}6 \, t_c}$$

Dove:

φ è il coefficiente di deflusso pari a 1,00 per le superfici impermeabili;

h_c è l'altezza di pioggia in mm, determinata dalla curva di possibilità climatica, per una durata pari al tempo di corrivazione del bacino;

A è la superficie del bacino espressa in km^2;

t_c è il tempo di corrivazione espresso in ore;

3,6 è il fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere la portata risultante in m^3/s.

Per quanto riguarda il tempo di corrivazione t_c esso è stato determinato attraverso le formule ricavabili dalla letteratura, ed in particolare con la formula di Kirpich, Watt-Chow-Pezzoli. Questa formula è utilizzata frequentemente per piccoli bacini idrografici. L'espressione è la seguente:

$$t_c = 0{,}02211\left(\frac{L}{\sqrt{i_a}}\right)^{0{,}8}$$

Nella formula appena esposta si è fatto utilizzo della seguente simbologia:

L è la lunghezza dell'asta principale [m];

i_a è la pendenza media del percorso idraulico.

La determinazione della portata massima di piena è stata effettuata assumendo un tempo di ritorno T= pari a 50 anni. Tale scelta è motivata sia dalla tipologia dell'infrastruttura, sia dal livello di pericolosità associato ad eventuali condizioni di insufficienza idraulica. Pertanto, nel presente progetto, le opere idrauliche sono state dimensionate per far fronte a portate corrispondenti a un evento di piena con tempo di ritorno pari a 50 anni. I risultati delle elaborazioni sono riportati al paragrafo 11.3.

10. Acque di prima pioggia

Con il termine acque di prima pioggia si intendono le acque cadute su di una superficie scolante durante la prima parte di un evento meteorico. Esse provocano il dilavamento dell'area e conseguentemente il trasporto di eventuali materiali o sostanze inquinanti depositatesi in seguito alle attività che hanno luogo al di sopra di essa.

La prima normativa che ha regolamentato l'afflusso e il trattamento di questo tipo di acque è stata la Legge n.62 del 27 maggio 1985 della Regione Lombardia. Tale legge, abrogata dalla data di entrata in vigore dei regolamenti da essa previsti all'art. 52, ha definito come acque di prima pioggia quelle corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio.

A livello normativo nazionale il tema delle acque di prima pioggia è trattato nell'articolo n.113 del D.Lgs n.152/2006, nel quale si legge:

"1. Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare, disciplinano e attuano:

a)le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;

b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.

2. Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma 1 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dalla parte terza del presente decreto.

3. Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.

4. È comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee."

Pertanto, come anche definito dalla normativa vigente, con il termine "*acque di prima pioggia*" si intendono le quantità di acqua piovana precipitata nei primi 15 minuti dell'evento meteorico, Per tali quantità viene definito un valore di riferimento che solitamente è di 5 mm in tutta la superficie interessata. Tali acque devono essere tenute distinte dalle "*acque di seconda pioggia*" (precipitazioni successive ai primi 15 minuti) e sottoposte a trattamento prima del

rilascio finale, poiché, per effetto del dilavamento superficiale, possono contenere e trascinare sostanze inquinanti presenti sulle superficie scolante.

Le disposizioni adottate come scelte progettuali per il progetto in oggetto, ai fini del calcolo delle portate delle acque di prima pioggia, sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 10 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio, assumendo che tale valore si verifichi nei primi 15 minuti dell’evento.

Le acque di prima pioggia, così determinate e in riferimento alle superfici scolanti individuate, vengono sottoposte a trattamento, prima del recapito nel corpo idrico superficiale, mediante impianti dotati di dissabbiatori e disoleatori.
In funzione delle portate di prima pioggia sono state quindi individuate le taglie degli impianti di trattamento a servizio dei rispettivi bacini.

11. Rete per la raccolta e smaltimento delle acque meteoriche

Si riporta di seguito la descrizione delle opere idrauliche in progetto, che costituiscono le reti di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche dell'area di intervento:

- Realizzazione di una nuova rete di drenaggio di tipo puntuale e del relativo sistema di trattamento delle acque meteoriche provenienti dalla superficie della nuova viabilità di collegamento tra le rotatorie R1 e R2. (Bacino 1);
- Realizzazione di n.1 vasca di trattamento delle acque di prima pioggia in continuo, localizzata lungo la viabilità R1-R2, a servizio del Bacino 1, prima dello scarico nel corpo idrico ricettore;
- Realizzazione di una rete di drenaggio di tipo lineare e del relativo sistema di trattamento delle acque meteoriche provenienti dalle superfici del parcheggio Rent A2 (Bacini 2 - 3A);
- Mantenimento della rete esistente destinata al drenaggio delle acque meteoriche del parcheggio Rent A1 (Bacino 3B), con collegamento al nuovo impianto di trattamento in continuo;
- Realizzazione di n. 1 vasca di trattamento delle acque di prima pioggia in continuo, localizzata nell'area a verde prossima al parcheggio Rent A2, a servizio complessivo dei Bacini 2–3A–3B, prima dello scarico nel corpo idrico ricettore;
- Posa di nuova canaletta al fine di garantire la continuità con il sistema di raccolta esistente, per il drenaggio delle acque meteoriche provenienti da Via G. Anello (Bacino 4B);
- Mantenimento e adeguamento localizzato della canaletta esistente a servizio della semi-careggiata di Via G. Anello, con collegamento al nuovo impianto di trattamento in continuo (Bacino 4B);
- Mantenimento delle canalette esistenti a servizio del parcheggio P1 (Bacino 4C), con modifiche localizzate e collegamento al nuovo impianto di trattamento;
- Posa di nuove canalette al fine di garantire la continuità con il sistema di raccolta esistente, per il drenaggio delle acque del parcheggio P1 (Bacino 4C);
- Posa di nuove canalette al fine di garantire la continuità con il sistema di raccolta esistente, per il drenaggio delle acque del parcheggio sosta breve arrivi (Bacino 4D);
- Realizzazione di n. 1 vasca di trattamento delle acque di prima pioggia in continuo, localizzata in Viale Fortunato D'Amico, a servizio complessivo dei Bacini 4B–4C–4D, prima dello scarico nel corpo idrico ricettore;

- Mantenimento della rete esistente di drenaggio a servizio delle superfici del parcheggio P1 e del Rent A3, con collegamento al nuovo impianto di trattamento in continuo. (Bacino 5);
- Posa di canalette per il drenaggio delle acque meteoriche provenienti dal parcheggio bua arrivi (Bacino 6B);
- Posa di canaletta per il drenaggio delle acque meteoriche provenienti da Via G. Anello (Bacino 6A), al fine di garantire la continuità con la rete di raccolta esistente.
- Realizzazione di n. 1 vasca di trattamento delle acque di prima pioggia in continuo, a servizio dei Bacini 5–6A–6B, prima dello scarico nel corpo idrico ricettore.
- Mantenimento della canaletta esiste, attualmente adibita al drenaggio delle acque meteoriche provenienti da Viale Imbrogno (Bacino 7), con modifica localizzata dell'estensione dovute all'inserimento delle rotatorie R2 e R3;
- Realizzazione di una nuova rete di drenaggio di tipo puntuale e di una canaletta, e del relativo sistema di trattamento delle acque meteoriche provenienti dalla superficie della nuova viabilità di collegamento tra le rotatorie R1 e R3 (Bacino 8);
- Realizzazione di una nuova rete di drenaggio puntuale e del relativo trattamento delle acque meteoriche provenienti dalla superficie della Rotatoria R3 (Bacino 10);
- Realizzazione di n. 1 vasca di trattamento delle acque di prima pioggia in continuo, localizzata in Viale Fortunato D'Amico, a servizio dei Bacini 8–10, prima dello scarico nel corpo idrico ricettore;
- Realizzazione di una nuova rete di drenaggio puntuale e del relativo sistema di trattamento delle acque meteoriche provenienti dalla superficie della Rotatoria R2 (Bacino 11). Il trattamento delle acque di prima pioggia per tale bacino è garantito dalla vasca di prima pioggia già prevista nell'appalto L06;
- Posa di nuova canaletta per il drenaggio delle acque provenienti dal parcheggio bus partenze (Bacino 9);

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati di progetto "*PET00ID00IDRPL03 - 16*".

12. Studio Idraulico

10.1. Premessa

Dalle analisi effettuate sull'area in esame, considerando i bacini sopra citati, le acque meteoriche che interessano le aree dei parcheggi verranno raccolte e allontanate con un sistema di canalette che terminano ad un impianto di depurazione, dove verranno trattate e allontanate verso il canale di raccolta Nord, mentre è stato previsto un sistema di caditoie per una parte della viabilità.

10.2. Dimensionamento delle canalette a servizio dei bacini

Fissata la curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di 50 anni, il modello matematico è stato utilizzato per eseguire il dimensionamento e la verifica dei tronchi della rete di progetto.

Infatti il modello di calcolo permette di determinare la sezione circolare teorica che, con un franco di portata assunto pari al 25%, consente di realizzare un volume d'invaso uguale a quello minimo necessario.

Successivamente, sostituito al diametro teorico il diametro reale del condotto il modello consente la verifica idraulica delle sezioni di progetto determinando, per ciascun tronco, il tempo di corrivazione e la portata che in quell'istante transita nella sezione terminale del tronco stesso.

Per i calcoli delle portate il modello utilizza la formula:

$$Q = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i_f}$$

dove:

- Q, la portata
- A, la sezione liquida
- R, il raggio idraulico
- i_f, la pendenza del fondo
- χ, il coefficiente di attrito

Per esprimere il coefficiente di attrito si utilizza l'espressione di Chezy:

$$\chi = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

dove γ, coefficiente di scabrezza, è stato assunto pari a 0,23.

10.3. Calcolo della portata al colmo di piena

Per il calcolo delle portate al colmo di piena a servizio dei tronchi di progetto si possono utilizzare i valori di portata ottenuti dalla verifica idraulica della rete di progetto riportati di seguito.

In particolare, per ciascun tronco di progetto, la portata derivante dal solo bacino elementare di competenza del tronco stesso può essere determinata come differenza fra la portata in uscita dalla sezione terminale del tronco in esame e quella entrante determinata dai tronchi confluenti, come riportato nella tabella che segue.

Di seguito si riportano i risultati dei calcoli eseguiti per il calcolo della portata massima di piena:

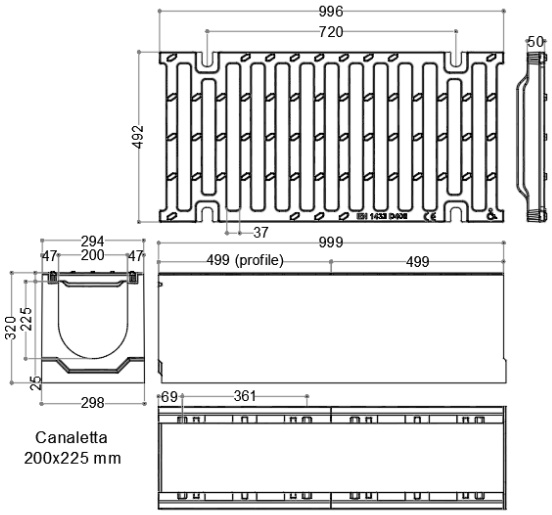
	Tempo di corrivazione	**Altezza di pioggia critica hc**	**Portata al colmo di piena Qp**	**Portata al colmo di piena Qp**
	ore	mm	m3/s	l/s
Bacino 1 - viabilità R1-R2	0,27	35,20	0,10	97,92
Bacino 2 - parcheggio A2-1	0,10	21,28	0,18	177,89
Bacino 3A - parcheggio A2-2	0,08	18,76	0,16	152,42
Bacino 3B - parcheggio A1	0,11	22,28	0,24	239,96
Bacino 4B - semi carreggiata nord Via G. Anello ovest	0,14	24,59	0,02	18,44
Bacino 4C - parte parcheggio P1	0,15	26,16	0,27	266,09
Bacino 4D - parcheggio sosta breve arrivi	0,13	24,28	0,14	135,66
Bacino 5 - parte parcheggio P1 e A3	0,22	31,61	0,41	408,85
Bacino 6A - semi carreggiata nord Via G. Anello est	0,11	21,79	0,02	20,80
Bacino 6B - parcheggio bus arrivi	0,07	16,81	0,19	187,98
Bacino 8 - viabilità R1 - R3	0,21	31,06	0,20	197,58
Bacino 10 - Rotatoria R3	0,12	23,30	0,13	131,40
Bacino 9 - parcheggio bus partenze	0,07	17,61	0,08	82,02
Bacino 11 - Rotatoria R2	0,11	22,28	0,08	78,17

Tabella 12 Calcolo portata al colmo di piena.

10.4. Verifica idraulica delle canalette nei bacini

Le acque meteoriche afferenti alle superfici scolanti che interessano le aree dei parcheggi e parte della viabilità verranno indirizzate, attraverso opportune pendenze trasversali, all'impianto di trattamento e smaltimento delle acque meteoriche con compluvi lineari in corrispondenza dei quali saranno realizzate le canaline per il drenaggio delle acque.

I canali di raccolta di acqua piovana sono previsti con fondo a pendenza continua realizzate con moduli di 1 m nella confluenza dei tronchi di progetto è prevista la posa di un pozzetto in linea per il convogliamento delle acque nell'impianto. Di seguito si riporta la tipologia delle canalette da utilizzare (tipo quelle della Greenpipe o similari) e la loro configurazione geometrica.



È stato previsto, nel caso specifico, l'utilizzo di quattro tipi di canalette aventi come larghezza interna 200, 300, 400 e 500 mm e di altezza rispettivamente 200, 300, 400 e 500 mm con griglia in ghisa sferoidale classe D400. La posa in opera a regola d'arte delle canalette prefabbricate prevede che le stesse siano poste in opera con sottofondo e rinfianco in cls magro, avente uno spessore di 10 cm, e che queste seguano il profilo altimetrico delle superfici ove sono posizionate.

Nell’allegato alla presente relazione è riportato il calcolo delle canalette prefabbricate.

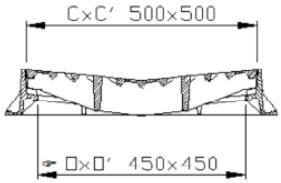
N.B.: Le reti esistenti sono verificate per un tempo di ritorno di circa 5 anni. Esse non sono oggetto del presente progetto, per cui saranno oggetto di adeguamento in altri progetti a cura di Sacal.

10.5. Verifica idraulica delle caditoie e coefficiente di sicurezza

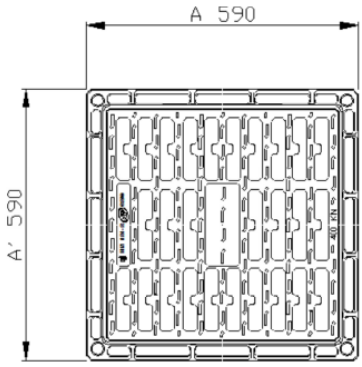
Il calcolo delle portate in arrivo al sistema di caditoie a servizio dei tronchi di progetto si sono utilizzati i valori di portata ottenuti dalla verifica idraulica della rete di progetto.

I risultati sono contenuti nell'allegato alla presente relazione.

Per determinare la capacità di scarico massima consentita dal sistema di caditoie presenti, occorre conoscere la portata che può essere smaltita da ciascuna griglia. Questa non è di facile determinazione in quanto dipende da molteplici fattori, pendenza longitudinale e trasversale della strada, superficie di scarico della griglia, disposizione delle asole della griglia rispetto alla direzione di deflusso dell'acqua, ecc.



Approssimativamente, la capacità di scarico della griglia può essere determinata ipotizzando che la sua concavità venga riempita dall'acqua. In questo modo, assimilando il comportamento delle asole della griglia ad un foro sul fondo sotto battente, si possono utilizzare le formule della foronomia. Con queste ipotesi, considerato che le griglie di progetto sono del tipo riportato in figura con una concavità al centro di 2,4 cm (media 1,2 cm) e una superficie di scarico di circa 1000 cm2, la capacità di scarico massima per ciascuna griglia può essere valutata in circa 25,0 l/s.



Utilizzando, invece, la formula prevista dalla Norma UNI EN 12056-3 (Sistemi per l'evacuazione delle acque meteoriche) per il calcolo della capacità di evacuazione delle bocche di efflusso non circolari:

$$Q = \frac{K_0 A_0 \sqrt{h}}{12000}$$

con:

Q capacità della bocca di efflusso in l/s

K_0 coefficiente di scarico adimensionale uguale a 1 per le bocche a scarico libero

A_0 superficie della bocca di efflusso

h carico sulla bocca di efflusso

si ottiene una capacità di scarico di circa 28 l/s per ciascuna griglia, abbastanza simile al valore ottenuto nell'ipotesi precedente.

La valutazione circa l'effettiva capacità di scarico del sistema costituito dalle caditoie è stata effettuata considerando una capacità di scarico di ciascuna caditoia pari a 25 l/sec.

Tenuto del numero di caditoie previste lungo ciascun tronco e della capacità di scarico di ciascuna di esse, si è proceduto, come riportato nell'allegato, a determinare la capacità di

smaltimento totale del sistema di caditoie e il conseguente coefficiente di sicurezza che caratterizza il sistema stesso.

Dalle verifiche eseguite risulta un coefficiente di sicurezza sempre ≥ 2,5.

10.6. Calcolo della portata di prima pioggia

La stima della portata di prima pioggia è stata condotta considerando le superfici scolanti, afferenti a ciascun bacino individuato, e l'evento meteorico di riferimento:

13. Tempo di pioggia: 15 min
14. Altezza di precipitazione (mm): 10 mm

	Tempo di pioggia	Altezza di pioggia critica hc	Portata al colmo di piena Qp	Portata al colmo di piena Qp
	ore	mm	m3/s	l/s
Bacino 1 - viabilità R1-R2	0,25	10,00	0,03	29,61
Bacino 2 - parcheggio A2-1	0,25	10,00	0,03	34,57
Bacino 3A - parcheggio A2-2	0,25	10,00	0,03	27,24
Bacino 3B - parcheggio A1	0,25	10,00	0,05	48,37
Bacino 4B - semi carreggiata nord Via G. Anello ovest	0,25	10,00	0,00	4,06
Bacino 4C - parte parcheggio P1	0,25	10,00	0,06	61,84
Bacino 4D - parcheggio sosta breve arrivi	0,25	10,00	0,03	29,51
Bacino 5 - parte parcheggio P1 e A3	0,25	10,00	0,11	112,39
Bacino 6A - semi carreggiata nord Via G. Anello est	0,25	10,00	0,00	4,11
Bacino 6B - parcheggio bus arrivi	0,25	10,00	0,03	29,51
Bacino 8 - viabilità R1 - R3	0,25	10,00	0,05	53,47
Bacino 10 - Rotatoria R3	0,25	10,00	0,03	27,56
Bacino 9 - parcheggio bus partenze	0,25	10,00	0,01	13,42

Tuttavia, la stima della portata di prima pioggia relativa alla superficie scolante della rotatoria R2 (Bacino 11), in analogia con la valutazione delle portate prevista nell'appalto L06, è stata effettuata considerando come acque di prima pioggia quelle corrispondenti a una precipitazione di 5 mm nei primi 15 minuti dell'evento meteorico.

Tale scelta deriva dal fatto che il trattamento delle acque di prima pioggia, prima dello scarico nel corpo idrico ricettore, è garantito dalla vasca di prima pioggia già prevista nell'ambito dell'appalto L06.

Il contributo della rotatoria R2 alla suddetta vasca di prima pioggia risulta pari a:

	Tempo di pioggia	Altezza di pioggia critica hc	Portata al colmo di piena Qp	Portata al colmo di piena Qp
	ore	mm	m3/s	l/s
Bacino 11 - Rotatoria R3	0,25	5,00	0,01	7,88

10.7. Impianti di trattamento delle acque meteoriche in continuo

Il progetto in oggetto ha previsto la realizzazione di una rete separata per la raccolta delle acque meteoriche effettuata a mezzo di un sistema di drenaggio al fine di collettare le acque meteoriche di prima e seconda pioggia, intercettate su ogni bacino tributario, all'impianto di trattamento con funzionamento in continuo, e successivamente recapitate nel corpo idrico ricettore, il Canale Manchetta.

In particolare, gli impianti di trattamento a servizio dei bacini sono stati dimensionati per il trattamento delle sole acque di prima pioggia, prevedendo che l'aliquota di acque meteoriche di dilavamento successive alla prima pioggia, eccedente la capacità dell'impianto, venga convogliata mediante bypass direttamente allo scarico finale nel Canale Manchetta, previo il passaggio dal pozzetto di campionamento.

Di seguito si riportano le caratteristiche tecniche degli impianti di trattamento adottati:

FORNITURA E POSA IN OPERA DI IMPIANTO PER TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE CON SISTEMA IN CONTINUO E BY-PASS - C.A.V. Contenenti idrocarburi di origine minerale (classe 1) con sistema in continuo, costituito da manufatti prefabbricati in C.A.V. ad alta resistenza, garantiti a tenuta stagna, realizzati in conglomerato cementizio avente resistenza a compressione C35/45, conforme alle prescrizioni previste nella norma UNI EN 206-1:2006. Tutti i materiali sono verificati secondo le nuove Norme Tecniche (DM 20/02/2018 (e s.m. e i.) e circolare esplicativa correlata). L'impianto è costituito da un pozzetto sfioratore di acque meteoriche e da una sezione di sedimentazione/disoleazione completo di innesti di collegamento in PVC secondo le UNI1401-1, solette di copertura prefabbricate in cav carrabili ad alta resistenza verificate per carichi stradali di 1 categoria (secondo le prescrizioni del DM 20/02/2018 (e s.m. e i.) e circolare esplicativa correlata), dotate di chiusini di ispezione in ghisa Classe D400 luce netta minima 600 mm. La sezione di sedimentazione/disoleazione è inoltre equipaggiata con filtro a coalescenza estraibile, con sistema automatico di chiusura di sicurezza per evitare eventuali sversamenti accidentali di liquidi leggeri con eventuale teleallarme (a richiesta e da quotarsi a parte). Internamente il manufatto deve essere trattato per garantire la protezione di agenti chimici aggressivi (es. idrocarburi, liquidi leggeri) per il conglomerato cementizio. L'impianto, nel rispetto di quanto indicato nel D.Lgs n°152 del 3/4/2006 art. 113 parte III, è realizzato secondo le UNI EN 858-1 e Uni EN 858-2, dotato di marcatura CE, e scarica le acque nel rispetto dei limiti relativi al D.Lgs. 152/06 All. 5 Tab. 3 per scarico in rete fognaria o in acque superficiali. L'impianto è costruito da azienda in possesso di certificazione di Sistema Qualità Aziendale UNI EN ISO.

Le taglie degli impianti di trattamento in progetto sono di seguito riportate:

	Portata Impianto trattamento l/s
Bacino 1 - viabilità R1-R2	30
Bacino 2 - parcheggio A2-1	150
Bacino 3A - parcheggio A2-2	
Bacino 3B - parcheggio A1	
Bacino 4B - semi carreggiata nord Via G. Anello ovest	100
Bacino 4C - parte parcheggio P1	
Bacino 4D - parcheggio sosta breve arrivi	
Bacino 5 - parte parcheggio P1 e A3	150
Bacino 6B - parcheggio bus arrivi	
Bacino 6A - semi carreggiata nord Via G. Anello est	
Bacino 8 - viabilità R1 - R3	100
Bacino 10 - Rotatoria R3	

Per quanto riguarda il Bacino 11, afferente alla rotatoria R2, il trattamento delle acque di prima pioggia, prima dello scarico al corpo idrico ricettore, è assicurato della vasca di prima pioggia già prevista dall'appalto L06 e localizzata in corrispondenza dell'isola centrale della rotatoria stessa.

Infine, il recapito finale delle acque meteoriche provenienti dal parcheggio bus partenze, denominato Bacino 9, è costituito dal pozzetto a monte della rete dell'Appalto PPP-L03 localizzato in prossimità del parcheggio sosta breve partenze.

10.8. Vasche di accumulo

Per quanto attiene l’accumulo delle l’accumulo delle acque meteoriche da destinare ad usi irrigui per le aree a verde, come soluzione sostenibile che permette di ottimizzare l'uso delle risorse idriche, si evidenzia che non si è reso necessario prevederne la collocazione, in quanto tale soluzione risulta già contemplata dall’appalto L06 e, inoltre, ricadente sul medesimo sedime aeroportuale.

Allegato: dati pluviometrici massimi orari

Tabella 13 Massimi orari per la stazione di Lamezia Sant'Eufemia

Anno	Max 1h	Max 3h	Max 6h	Max 12h	Max 24h
1988	24	24.4	26.8	28.4	47.4
1991	12.4	18.2	26.4	32.6	47
1992	24.2	34.6	38	41.8	49.2
1993	13.6	27	32.6	44	46.8
1994	17	23	29	36.4	48.6
1995	24.8	27.8	32	32.4	36.8
1996	42.6	65.6	68.8	77.4	139.8
1997	23	30.8	30.8	44.8	50.2
1998	21.2	27.4	30.8	30.8	36.2
1999	31.2	36.4	53.6	54.2	65.6
2000	18.8	22.4	22.8	22.8	22.8

Tabella 14 Massimi orari per le stazioni di Lamezia (unione dati di due stazioni)

Anno	Max 1h	Max 3h	Max 6h	Max 12h	Max 24h
1925					125.1
1928	20	40	57.5	79	95.7
1929	35	55.3	56.6	60.3	70
1930	43.2	62.2	87.2	92.2	94.6
1931	12.4	24	43.2	71.3	99.5
1932			58		
1933	14	27.5	36.2	39.2	58
1934	22.8	40	50	59.5	86.4
1935	20.2	28.4	40.2	54.6	61.4
1936	48.8	84	93	114.5	116.3
1937	31.6	56.6	82	119.3	132.9
1938	19	21	25.6	36.2	52
1940	21	60	115.5	148.7	160.5
1941	27	39.6	44.4	56.2	66.8
1944	53	120.1	154.1	161.9	178.7
1946	14.2	31.2	33.6	50.4	61.8
1947	38.8				
1949	38	51.3	68.2	97.2	103.5

1955	58	61.2	61.4	61.4	61.4
1958	46.4	46.6	46.6	46.6	46.6
1960	33	41	44	46.7	53.6
1962	20.3	20.6	23.3	42.6	54.7
1963	41	42.3	42.3	47.2	47.2
1964	23	24.3	37.6	39	64
1965	24.8	24.8	33.3	58	64.2
1966	50	61.3	74.4	103	149
1967	27.1	28.8	55.2	68.5	69.2
1968	43.3	48.2	51.2	57.2	57.2
1969	20	26.6	37.2	58	59
1971	16	20.8	24.6	35.2	57
1992	23.6	31.6	45.8	61.4	82.8
1993	25.6	33.4	43.4	69.6	108
1994	30	30.4	31.8	48	78.4
1995	27	31.2	33	33.4	37.6
1996	29.8	46.8	72.6	87.2	98
1997	36.4	40	40.2	50.6	76
1998	22.2	30.6	54	77.4	87
1999	23	45	55.4	61.6	96
2000	42.2	64.2	65.4	67.4	104
2001	23.8	28.2	39	68.8	69.2
2002	34.6	63	76	81.4	94.8
2003	24.6	43.4	63.8	75.4	77.8
2004	33.8	42.2	45.8	51.6	77
2005	17	34.2	54.4	71.6	77.6
2007	12.4	21.2	31.4	39.4	45
2008	30	56.4	95.2	122.6	158.4
2011	31.4	48.8	55.6	63	63.4
2013	22.2	28.8	46.8	57	79.6
2015	22.2	26.6	35.8	47	68.2

Tabella 15 Massimi orari per la stazione di Catanzaro

Anno	Max 1h	Max 3h	Max 6h	Max 12h	Max 24h
1928	16.5	25	45	63.8	67.4
1929	55.7	66.2	69.8	69.8	70
1930	22.8	34	51	69	110.5

1931			77	108.8	
1932	41.2	43.2	76.2	79.5	134.6
1933	46.5	46.5	64.5	110.1	142.5
1934	39	67.4	70	89	110.1
1935	88	155.1	194.1	235.5	270.1
1936	18	34	49.5	82	108.6
1937	29	31.8	31.8	31.8	38
1938	33	60	66.2	67	67
1939	58	120.1	158.3	161.7	184.1
1940	35	60	67.8	73.8	81.6
1941	16.2	25.6	29.8	44	52.2
1942	25	35	52	69.6	103.1
1943	21.8	55	79.4	103.5	118.5
1944	18	21.8	31	36.4	38.6
1945	25.6	39.6	54.8	80	141
1946	13	24	43	72	127.1
1947	40	56.4	65.8	67.2	89
1948	55	72	75	81	91.8
1949	15	30.8	50.6	63	67.8
1950	26.4	47	60.4	71.6	118.1
1951	28	34.6	35.2	59	93
1952	27.6	36	47.8	48.2	48.2
1953	20	33	49	75	140.1
1954	17.6	30.2	41.6	51.2	69.8
1955	97	100.5	101.8	101.8	110.1
1956	19	24	28	47	74.2
1957	18.4	36	53	81	108.3
1958	22.6	47.2	60	90	110.1
1959	60	110.1	162.1	196.7	240.9
1960	19.6	27	28.4	46.6	54.4
1962	19	33	40.6	45.6	46.8
1963	22	40.2	68.2	81.2	82.4
1964	40	44.4	47.6	73	108.3
1965	45.6	54.8	55.8	55.8	70.8
1966	75	78.4	78.4	106.6	139.3
1967	22.8	26	34.8	44.4	67.8
1968	49	64.4	70.2	70.2	70.8
1969	62.7	81.3	84	89	89.4
1970	28.4	48.4	75.4	76	76

1971	30	55.4	62.4	74.4	74.4
1973	54	99.2	108.3	189.5	214.1
1974	61.8	109.8	116.5	116.5	123.5
1975	14.4	23.2	29.2	42.4	54.2
1976	37.6	64.6	88.2	139.3	149.9
1977	11.6	18.2	31	52.4	67
1978	56	82.4	91.8	118.6	145.9
1979	27.4	45.6	47.6	47.6	47.6
1980	22.4	42.8	67	93.6	106.3
1981	10.6	17	29.8	34	60.6
1982	35.6	45.2	45.6	52.4	63.2
1983	23.6	36.6	55.2	63.4	81
1984	53.4	76.6	103.3	118.6	127.8
1987	65		181.8	275.2	291
1988	23.8	36.8	51.8	84	144.2
1989	13.8	22.4	34.2	35	38
1990	27.2	57.2	97	154.3	158.7
1991	33.6	48.8	58.2	62	62.2
1992	35.2	36.4	36.4	36.4	36.4
1993	38.4	40	53.8	82.4	103
1994	33.6	42.6	66	101.4	171.6
1995	60.6	70.2	70.2	83.2	94.4
1996	33.2	47	58.2	60	99.6
1997	21.4	26.4	43.6	51	79.4
1998	17.6	29.8	42.2	49.6	69.8
1999	20.8	34.2	35.6	51.2	57.4
2000	29.4	29.4	35.6	46.8	79.6
2001	32.8	47	49	51.4	59.8
2002	38.4	68.4	78.4	78.4	86.6
2003	63	98.6	134.6	150.4	161.4
2004	51.4	55.6	55.8	57.6	67.4
2005	31	31.8	31.8	41	48
2006	32	41.2	41.2	41.2	54.4
2007	16	24	37.4	37.6	44.6
2008	45.5	89.6	95.6	95.8	100.6
2009	25.6	36.8	49	67	117.8
2010	28	59.6	59.8	71.8	82.4
2011	88	155.2	169.2	171	173.2
2012	22.8	30.6	49.6	72.4	117.2

2013	76.6	111.6	137.6	140.4	145.2
2014	24.6	40.6	41.6	67	111.6
2015	28.6	53	62	72.2	80.8
2016	37.2	54.2	61.6	81	82.4

Allegato: impianti di trattamento

Le dimensioni degli impianti di trattamento (del tipo Edil Impianti o similari) sono le seguenti:

DIMENSIONI IMPIANTI DI TRATTAMENTO				
CAPACITÀ DI TRATTAMENTO	**LUNGHEZZA DISSABBIATORE (m)**	**LUNGHEZZA DISOLEATORE (m)**	**LARGHEZZA (m)**	**ALTEZZA (m)**
30 l/s	3,70		2,46	2,50
100 l/s	5,70	4,20	2,46	2,50
150 l/s	6,70	4,20	2,46	2,50

Per maggior dettagli si rimanda all'elaborato "*PET00ID00IDRST01 - Particolari costruttivi*".